

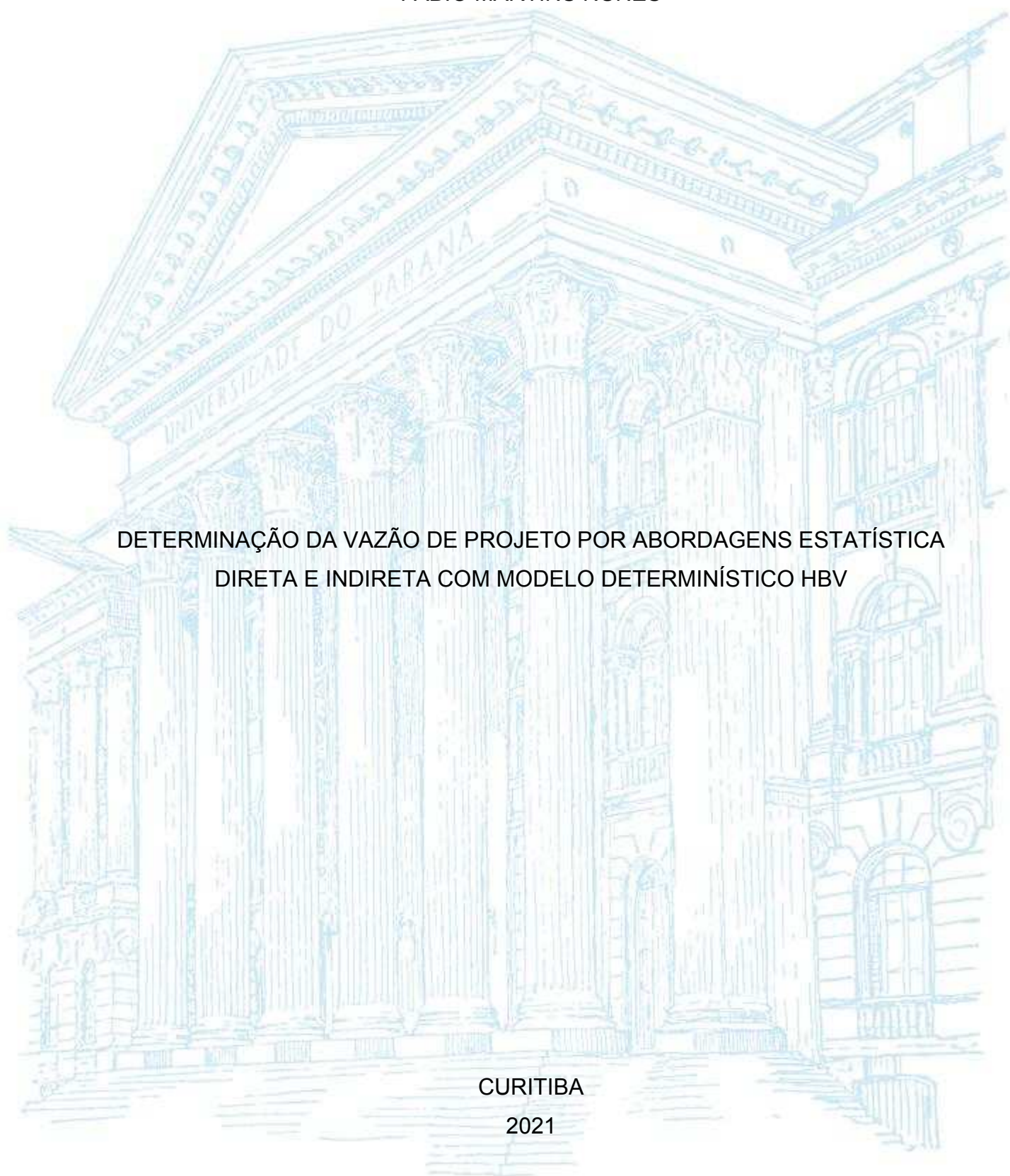
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

FABIO MARTINS NUNES

DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO POR ABORDAGENS ESTATÍSTICA  
DIRETA E INDIRETA COM MODELO DETERMINÍSTICO HBV

CURITIBA

2021



FABIO MARTINS NUNES

DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PROJETO POR ABORDAGENS ESTATÍSTICA  
DIRETA E INDIRETA COM MODELO DETERMINÍSTICO HBV

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre, área de concentração Engenharia de Recursos Hídricos.

Orientador: Prof. Dr. Daniel Henrique Marco Detzel

CURITIBA

2021

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR  
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

N972d Nunes, Fabio Martins

Determinação da vazão de projeto por abordagens estatística direta e indireta com modelo determinístico HBV [recurso eletrônico] / Fabio Martins Nunes. – Curitiba, 2021.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, 2021.

Orientador: Daniel Henrique Marco Detzel.

1. Medidores de fluxo. 2. Controle de processo - Métodos estatísticos. 3. Desenvolvimento de recursos hídricos I. Universidade Federal do Paraná. II. Detzel, Daniel Henrique Marco. III. Título.

CDD: 519.544

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
SETOR DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ  
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE  
RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAL - 40001016021P0

## TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **FABIO MARTINS NUNES** intitulada: **Determinação da Vazão de Projeto por Abordagens Estatística Direta e Indireta com Modelo Determinístico HBV**, sob orientação do Prof. Dr. **DANIEL HENRIQUE MARCO DETZEL**, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua **APROVAÇÃO** no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 31 de Maio de 2021.

Assinatura Eletrônica  
02/06/2021 09:16:59.0  
**DANIEL HENRIQUE MARCO DETZEL**  
Presidente da Banca Examinadora

Assinatura Eletrônica  
02/06/2021 09:08:01.0  
**FERNANDO MAINARDI FAN**  
Avaliador Externo (UNIVER. FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL)

Assinatura Eletrônica  
02/06/2021 08:39:34.0  
**CLAUDIO MARCHAND KRÜGER**  
Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica  
02/06/2021 07:02:01.0  
**HEINZ DIETER OSKAR AUGUST FILL**  
Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a meus pais, Antonia e Jogival, por todo o apoio e suporte dados durante o desenvolvimento do estudo.

Agradeço a LMDM Consultoria empresarial, por todo apoio e suporte, disponibilizando estrutura e tempo, estes cruciais para o desenvolvimento deste estudo.

Agradeço a meus amigos, em especial Diogo, Nathalli, Marília e Leandro por toda a ajuda, opinião, enfim, toda colaboração dada para o desenvolvimento desta pesquisa.

Agradeço ao meu orientador, Daniel Detzel, não somente por todo suporte dado, mas também pela confiança, ajuda e compreensão, estes fundamentais para o desenvolvimento e finalização desta pesquisa.

Agradeço a professora Miriam Mine, por todo suporte, empenho, ideias e contribuições dados a mim para o desenvolvimento da pesquisa.

Agradeço ao professor Heinz Fill, pela robusta contribuição dada durante a fase de desenvolvimento do trabalho.

Agradeço à Carolina Natel, por compartilhar seu conhecimento e por ter dado uma ajuda essencial ao desenvolvimento e finalização do estudo.

Agradeço aos membros da banca de qualificação e defesa por aceitarem fazer parte deste momento e por todas as sugestões de melhorias.

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental e à Universidade Federal do Paraná pelo apoio e infraestrutura cedida.

Enfim, agradeço a todos que me colaboraram, direta ou indiretamente, em todas as etapas deste mestrado.

## RESUMO

A estimativa de cheia de projeto pode ser feita por meio de abordagens empíricas, determinísticas e estatísticas. No presente estudo são determinadas as vazões de projeto por meio das abordagens direta e indireta para a primeira parte da bacia do Rio Iguaçu, que se inicia na região metropolitana de Curitiba e segue até Fluvópolis, à montante de União da Vitória. No método direto usa-se a análise de frequência de vazões máximas anuais. Comparativamente usa-se também método indireto, fazendo a análise de frequência para precipitações médias máximas anuais e depois, no caso deste estudo, usa-se o modelo determinístico *Hydrologiska Byråns Vattenbalansavdelning* (HBV) para determinar as vazões de projeto a partir de hietogramas pré-definidos. Nesta etapa, analisa-se se a hipótese de adotar o mesmo período de retorno no método direto e no método indireto, é razoável. São analisadas vazões de projeto para períodos de retorno variando de 2 a 100 anos. É verificada que as condições iniciais do evento de cheia influenciam significativamente, podendo um mesmo evento de precipitação gerar eventos de cheia diferentes, dadas as características físicas da bacia. O estudo conclui que o método indireto é influenciado pelo evento de cheia utilizado na calibração do modelo chuva-vazão, pois verifica-se que o uso dos parâmetros calibrados para os maiores eventos de cheia observados geraram valores satisfatórios para a faixa do período de retorno da própria ocorrência de cheia, quando comparados aos dados observados e os obtidos através do método direto. Contudo, para períodos de retorno inferiores, usando o mesmo grupo de parâmetros, o método indireto geralmente subestimou a vazão de projeto, em relação ao método direto. Da mesma forma, a calibração com eventos de cheia de menores períodos de retorno culminou em resultados limitados a baixos períodos de retorno, tendo o valor da vazão de projeto significativamente superestimado para TR superior a 5 anos e até 100 anos, quando comparado com os valores obtidos pelo método direto. A abordagem indireta, portanto, apresenta limitações quanto à sua aplicação, considerando as características dos eventos observados e o período disponível para estudo, além das condições iniciais.

Palavras-chave: Vazão de projeto, método estatístico, Hietograma de projeto.

## **ABSTRACT**

Design flood studies can be done through empirical, deterministic or statistical approaches. In the present study, the design flows will be determined through direct and indirect approaches for the first part of the Iguaçu River basin, from the Curitiba metropolitan area to Fluviópolis, upstream from União da Vitória. In the direct method, a frequency analysis of maximum daily annual flows is used. The results are compared, with a frequency analysis for maximum annual precipitation and then, using the HBV deterministic model to determine the design flows for different return periods from predefined hietograms. Project flows will be analyzed for return periods, limited to the length of the flow and precipitation series available. The next steps will be the estimation by the direct method, using GEV distribution, then, the estimation by the indirect method, in order to enable the comparative analysis between the two approaches is performed, to validate the hypothesis of the same return period for direct and indirect approaches. They are analyzed for return periods ranging from 2 to 100 years. It is verified that the initial conditions of the flood event have a significant influence, and the same precipitation event may generate different flood events, given the physical characteristics of the basin. The study concludes that the indirect approach is influenced by the flood event used in the calibration of the rain-flow model, as it appears that the use of the calibrated parameters for the largest observed flood events generated satisfactory values for the return period range of the flood occurrence itself, when compared to the observed data and those obtained through the direct method. However, for shorter return periods, using the same group of parameters, the indirect approach generally underestimated the design flow rate, compared to the direct approach. The use of flood events with shorter periods of return culminated in results limited to low periods of return, with the value of the project flow significantly overestimated for TR greater than 5 years and up to 100 years, when compared to the values obtained by the direct approach. The indirect approach, therefore, has limitations regarding its application, considering the characteristics of the observed events and the period available for study.

**Keywords:** project flow, statistical method, hietogram design.

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
<b>1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>17</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	17
1.1.1. Ciclo Hidrológico.....	17
1.1.2. Gestão de Recursos Hídricos .....	20
1.1.3. Mitigação dos efeitos de cheias .....	20
1.2. CHEIA DE PROJETO.....	24
1.3. ABORDAGEM EMPÍRICA.....	26
1.4. ABORDAGEM INDIRETA.....	29
1.4.1. Modelagem hidrológica.....	29
1.4.2. Hietograma de Projeto .....	37
1.5. ABORDAGEM DIRETA .....	42
1.5.1. Estimativa de parâmetros de distribuições estatísticas .....	44
1.6. RESUMO DO CAPÍTULO.....	45
<b>2. MÉTODOS DE ANÁLISE .....</b>	<b>47</b>
2.1. MODELO HBV .....	47
2.2. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE.....	52
2.2.1. Distribuição de Gumbel.....	52
2.2.2. Distribuição generalizada de eventos extremos (GEV) .....	53
2.2.3. Método de escolha da melhor distribuição.....	55
2.3. DETERMINAÇÃO DO HIETOGRAMA DE PROJETO.....	56
2.4. Resumo do Capítulo .....	57
<b>3. ESTUDO DE CASO.....</b>	<b>58</b>
3.1. BACIA HIDROGRÁFICA.....	58
3.2. DADOS NECESSÁRIOS PARA O ESTUDO .....	59



3.2.1. Fluviometria .....	59
3.2.2. Pluviometria.....	61
3.2.3. Evapotranspiração.....	62
<b>4. APLICAÇÃO .....</b>	<b>64</b>
4.1. ESTRUTURA GERAL DO TRABALHO .....	64
4.2. ANÁLISE DE DADOS.....	67
4.3. MÉTODO INDIRETO.....	68
4.4. MÉTODO DIRETO .....	75
4.5. ANÁLISE DOS PERÍODOS DE RETORNO DAS CHUVAS E DAS VAZÕES ..	78
4.6. ANÁLISE COMPARATIVA DAS VAZÕES DE PROJETO ENTRE OS MÉTODOS DIRETO E INDIRETO.....	81
<b>5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>83</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>85</b>
<b>APÊNDICE A – CONFIGURAÇÕES DE THIESSEN.....</b>	<b>93</b>
<b>APÊNDICE B – HIDROGRAMAS DE CHEIAS MÁXIMAS ANUAIS .....</b>	<b>97</b>
<b>APÊNDICE C – VAZÕES SIMULADAS POR EVENTO DE CHEIA.....</b>	<b>117</b>

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - CICLO HIDROLÓGICO (FONTE: USGS, 2017).....	18
FIGURA 2 - REPRESENTAÇÃO DA EVAPORAÇÃO DO SOLO E RESERVATÓRIO DE INTERCEPTAÇÃO (FONTE: MINE, 1998).....	32
FIGURA 3 – ESTRUTURA DO MODELO SMAP (FONTE: LOPES ET AL., 1982)...	34
FIGURA 4 - COMPARAÇÃO ENTRE DADOS OBSERVADOS E SIMULADOS (FONTE: CASTANHARO, 2007) .....	36
FIGURA 5 - HIETOGRAMA DE PROJETO – MÉTODO TRIANGULAR .....	40
FIGURA 6 - HIETOGRAMA DE PROJETO – MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS .....	40
FIGURA 7 - HIETOGRAMA DE PROJETO – MÉTODO DE CHICAGO .....	40
Figura 8 – ESQUEMA DE ROTINA DO MODELO HBV (SEIBERT & VIS, 2012) .....	48
FIGURA 9 – PERFIL DO RIO IGUAÇU ATÉ FOZ DO AREIA (ADAPTADO DE MINE, 1998) .....	59
FIGURA 10 – ÁREA DE DRENAGEM DE FLUVIÓPOLIS .....	60
FIGURA 11 - FLUXOGRAMA DE ATIVIDADES .....	64
FIGURA 12 – FREQUÊNCIA DE CHUVAS MÁXIMAS DE 19 DIAS DE DURAÇÃO	71
FIGURA 13 - VAZÕES DE PROJETO OBTIDAS POR EVENTO .....	75
FIGURA 14 – FREQUÊNCIA DE VAZÕES MÁXIMAS .....	77
FIGURA 15 – PERÍODOS DE RETORNO DE CHUVA E VAZÃO OBTIDOS POR ANÁLISE DE FREQUÊNCIA EMPÍRICA .....	79
FIGURA 16 - COMPARAÇÕES DE RESULTADOS OBTIDOS PELOS MÉTODOS DIRETO E INDIRETO .....	82
FIGURA 17 – DISPOSIÇÃO DOS POSTOS PLUVIOMÉTRICOS NA ÁREA DE ESTUDO .....	93

## LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - FONTE DE ÁGUA NO PLANETA E VOLUME DISPONÍVEL (FONTE: USGS, 2017).....	19
TABELA 2 - MAIORES EVENTOS HISTÓRICOS NO MUNDO DE PRECIPITAÇÃO EM DURAÇÃO OU INTENSIDADE (FONTE: WARD & TRIMBLE, 2003).....	21
TABELA 3 - PERÍODO DE RETORNO PARA DIFERENTES OBRAS HIDRÁULICAS .....	23
TABELA 4 – PARÂMETROS E LIMITES DO MODELO HBV (SEIBERT & VIS, 2012) .....	49
TABELA 5 – DESCRIÇÃO DA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS .....	60
TABELA 6 – DADOS DAS ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS.....	61
TABELA 7 - DADOS DA ESTAÇÃO METEOROLÓGICA FERNANDES PINHEIRO	63
TABELA 8 - EVAPOTRANSPIRAÇÃO POTENCIAL MÉDIA DE LONGO TERMO MENSAL.....	63
TABELA 9 – PESOS DAS ÁREAS DE INFLUÊNCIA DE THIESSEN.....	67
TABELA 10 – ANÁLISE DE FREQUÊNCIA DAS ALTURAS MÁXIMAS DE CHUVA DE 19 DIAS DE DURAÇÃO .....	70
TABELA 11 - TESTES DE ADERÊNCIA KS E QUI-QUADRADO .....	71
TABELA 12 - PRECIPITAÇÃO MÁXIMA ANUAL DE 19 DIAS DE DURAÇÃO PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO ESTIMADOS POR GUMBEL .....	71
TABELA 13 - HIETOGRAMA DE PROJETO PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO .....	72
TABELA 14 - RESULTADO DAS FUNÇÕES OBJETIVO POR EVENTO DE CHEIA .....	74
TABELA 15 – VAZÕES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO ESTIMADOS POR GEV .....	77
TABELA 16 - TESTE DE ADERÊNCIA QUI-QUADRADO .....	77
TABELA 17 – ANÁLISE DE FREQUÊNCIA DAS VAZÕES MÁXIMAS .....	78
TABELA 18 – ANÁLISE DE FREQUÊNCIA DE CHEIA (VAZÃO E PRECIPITAÇÃO) .....	80

## LISTA DE SÍMBOLOS

$R_{solo}$	- reservatório so solo;
$R_{sup}$	- reservatório da bacia superficial
$R_{sub}$	- reservatório subterrâneo
$P$	- Precipitação
$E_s$	- escoamento superficial;
$E_r$	- evapotranspiração real;
$E_p$	- evapotranspiração potencial;
$Rec$	- recarga subterrânea;
$E_d$	- escoamento direto;
$E_b$	- escoamento de base
$\xi$	- Parâmetro de posição da distribuição GEV
$\alpha$	- Parâmetro de escala da distribuição GEV
$k$	- Parâmetro de forma da distribuição GEV
$\beta$	- Parâmetro de posição da distribuição G
$\alpha$	- Parâmetro de escala da distribuição G
$\bar{x}$	- Média amostral
$s$	- Desvio-padrão amostral
$\sigma$	- Desvio-padrão populacional
$\mu$	- Média populacional
PFC	- Umidade máxima do solo (mm)
PLP	- Limite da evapotranspiração potencial (mm)
PBETA	- Parâmetro de rotina de solo (-)
PPERC	- Taxa máxima de recarga entre res. superior e inferior (mm/d)
PUZL	- Limite da zona superior (mm)
PK0	- Coeficiente de Recessão do reservatório superior (d-1)
PK1	- Coeficiente de Recessão do reservatório superior (d-1)
PK2	- Coeficiente de Recessão do reservatório Inferior (d-1)
PMAXBAS	- Transformação do escoamento (mm/d)

## LISTA DE SIGLAS

GA	- Distribuição Gamma
GEV	- Distribuição Generalizada de Eventos Extremos
HBV	- <i>Hydrologiska Byråns Vattenbalansavdelning</i>
HEC-RAS	- Hydrologic Engineering Center – <i>River Analysis System</i>
HTA	- Histograma Tempo-Área
IPH	- Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul
KA	- Distribuição Kappa
LN2	- Distribuição Log-Normal de dois parâmetros
LP3	- Distribuição de Pearson de três parâmetros
SAC-SMA	- <i>Sacramento Soil Moisture Accounting</i>
SCS	- <i>Soil Conservation Service</i>
SMAP	- <i>Soil Moisture Accounting Procedure</i>
UHE	- Usina Hidrelétrica
MOM	- Método dos Momentos
MMV	- Método da Máxima Verossimilhança
MOM-L	- Momentos Lineares
KS	- Kolmogorov-Smirnov

## INTRODUÇÃO

Estruturas hidráulicas são construídas para diferentes fins como: controle de cheias, geração de energia, abastecimento doméstico e industrial, drenagem urbana, entre outros. O dimensionamento das obras é realizado com base em vazões, ou hidrogramas de projeto na área em que ocorrerá a intervenção hidráulica, considerando um dado período de retorno ou risco de ocorrência de um evento que, no caso desta dissertação, é um evento de cheia.

Os métodos usados neste tipo de estudo são baseados na análise de frequência de eventos extremos máximos. Quando a análise é centrada na variável aleatória de interesse que são as vazões máximas anuais sem considerar as causas, o método é dito direto. Quando a análise de frequência considera as máximas precipitações anuais de determinada duração e a obtenção da vazão de projeto é feita com um modelo determinístico chuva-vazão, o método é chamado de indireto. Logo, a obtenção de vazões de projeto pode ser feita por meio de modelos hidrológicos de transformação chuva-vazão, aliados a hietogramas de projeto.

Considerando a limitação na extensão de séries históricas de precipitação e vazão, devido ao erro amostral, torna-se incerto o dimensionamento de hidrogramas de projeto para períodos de retorno muito longos. Geralmente, a realidade dos estudos hidrológicos é composta por séries hidrológicas mais curtas, o que levanta o questionamento entre os métodos direto e indireto, justificando a execução deste estudo. Os hietogramas de projeto, nesta dissertação são definidos para períodos de retorno baixos, entre 2 e 100 anos, uma vez que se dispõe de apenas 39 anos de observação, no caso deste estudo.

Ainda, eventos extremos de cheia podem causar danos físicos e materiais à sociedade, sendo a adoção de intervenções muitas vezes essencial para a preservação destes. O presente estudo pode contribuir, portanto, em alternativas bem definidas para obtenção da vazão e hidrograma de projeto para o dimensionamento de obras hidráulicas ou ainda para tomada de decisão por parte dos gestores.

Um hietograma é a representação da chuva ao longo do tempo para um dado episódio de precipitação, utilizada como entrada no modelo chuva-vazão para estimativa da vazão e, eventualmente, o hidrograma de projeto. Este procedimento constitui neste trabalho a abordagem indireta. O modelo determinístico chuva-vazão escolhido para auxiliar na estimativa da vazão de projeto pelo método indireto é o modelo HBV (*Hydrologiska Byråns Vattenbalansavdelning* – Modelo hidrológico de balanço hídrico).

A análise de frequência chuvas utiliza a distribuição Gumbel, proposta por Carvalho (2000) para o estado do Paraná, enquanto para a frequência das vazões máximas é utilizada a distribuição generalizada de eventos extremos (GEV).

Como já dito, o presente estudo utiliza o modelo hidrológico de transformação chuva-vazão HBV para o trecho inicial da bacia do Rio Iguaçu até a estação fluviométrica de Fluvioópolis para estimar cheias de projeto para diferentes períodos de retorno pela abordagem indireta. Para o modelo HBV, nas fases de calibração e validação são necessários dados históricos observados de chuva, vazão e evapotranspiração potencial e, na fase de utilização do modelo, este é executado com os hietogramas de projeto para diversos períodos de retorno.

Os objetivos desta dissertação são:

Objetivo geral consiste na comparação entre vazões de projetos obtidas por meio das abordagens estatísticas direta e indireta, esta última com auxílio do modelo determinístico HBV, que também permite determinar não só a vazão de pico, mas todo o hidrograma de projeto.

Como objetivos específicos destacam-se:

1. Verificar a validade da hipótese de que o período de retorno da vazão pode ser considerado igual ao período de retorno da chuva.
2. Embasar a obtenção de hietogramas de projeto na análise de frequência de alturas de chuvas máximas, para uma distribuição temporal representativa.

3. Obter não só a vazão de pico, mas de todo o hidrograma de projeto, propiciado pelo modelo HBV, no caso do método indireto.
4. Comparar as vazões de projeto obtidas pelas duas abordagens.

Admite-se que a abordagem indireta apresente resultados semelhantes a direta para obtenção da vazão de projeto, com hietogramas bem definidos e modelo determinístico bem calibrado.

Esta dissertação está estruturada da seguinte forma: a introdução; seguido pelo capítulo 2, com a revisão da literatura dos principais tópicos, desde a contextualização, e aplicação do tema estudado, apresentando inicialmente aspectos essenciais da hidrologia, passando por precipitação, vazão e por fim, vazão de projeto. É apresentada uma revisão acerca de cheia de projeto, as diferentes abordagens, sendo elas: (i) empírica, onde aborda os principais métodos; (ii) determinística, trazendo um contexto da modelagem hidrológica, bem como métodos determinísticos para obtenção da vazão de projeto, e; (iii) estatística, visitando as principais famílias de distribuição de probabilidade aplicadas a estudos hidrológicos. Ainda, no que tange a abordagem estatística, são apresentados os métodos direto e indireto, o primeiro aplicando-se diretamente às vazões observadas e o segundo, através de obtenção de hietogramas de projeto para, com o auxílio de modelos hidrológicos, proceder com a estimativa da vazão de projeto. Apresenta-se, também, uma revisão acerca da própria obtenção do hietograma de projeto, bem como métodos para obtenção dos parâmetros dos ajustes de distribuição de probabilidade utilizados na abordagem estatística.

O capítulo 3 apresenta de forma detalhada os modelos utilizados para obtenção dos resultados pela abordagem indireta e direta, sendo a primeira o detalhamento do modelo hidrológico HBV, distribuição Gumbel, hietograma de projeto para o presente estudo, e, para o método direto, a distribuição GEV.

Capítulo 4 trata do Estudo de Caso, onde são apresentadas características da bacia hidrográfica do rio Iguaçu até a estação Fluvioópolis e os dados necessários para realização do trabalho. No capítulo 5 são apresentados resultados alcançados pelas diferentes abordagens, calibração do modelo, parâmetros da distribuição Gumbel, bem como chuvas para diferentes períodos de retorno e, para a abordagem direta, os resultados



atingidos utilizando a distribuição GEV, os parâmetros, as vazões para diferentes períodos de retorno e, por fim, uma análise comparativa dos resultados. No capítulo 6 são apresentadas as conclusões acerca dos resultados alcançados.

# 1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente estudo, conforme apresentado, busca determinar a vazão de projeto pelo método direto, por meio da abordagem estatística, bem como o método indireto, por meio da aplicação de um modelo hidrológico determinístico, aliado a um hietograma de projeto estimado para diferentes períodos de retorno. Todos esses conceitos são revisados nos capítulos que seguem, a fim de fundamentar adequadamente o trabalho realizado. São apresentados conceitos e aplicações referentes a cheia de projeto, com abordagens empíricas, determinísticas, por meio da apresentação de modelos hidrológicos utilizados também para este fim; uso de métodos estatísticos apresentando as famílias de distribuição mais utilizadas na hidrologia para estimativa de cheia de projeto e fundamentação conceitual e revisão de publicações que utilizaram hietograma de projeto para definição de cheias, apresentando resultados obtidos.

## 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De modo a ser possível entender as diferentes abordagens apresentadas neste estudo, é definido o contexto em que ambas as abordagens (direta e indireta) se inserem. Os itens que seguem apresentam uma visão geral sobre o ciclo hidrológico, gestão de recursos hídricos, período de retorno e demais fenômenos envolvidos no estudo.

### 1.1.1. Ciclo Hidrológico

O planeta terra, abundante em água e geologicamente ativo, possui movimentos constantes e aleatórios da água em todo globo, com fluxos entre atmosfera, superfície e subsolo. Esse movimento é denominado ciclo hidrológico (TUNDISI, 2001).

O ciclo hidrológico é, portanto, definido pelo conjunto de todos os diversos processos de transferência de água. A água se encontra presente na

atmosfera, nos mares, rios, lagos, nas geleiras, no solo e na vegetação. Essa água está sujeita a evaporação e a transpiração. Ao se acumular na atmosfera, dadas as condições favoráveis, tende a cair. Este processo é chamado de precipitação. A precipitação é um fenômeno que abrange toda água, nas diferentes formas, que se desloca da atmosfera até a superfície terrestre, podendo ser em forma de chuva (estado líquido) ou ainda granizo ou neve (TUNDISI, 2001).

Ocorrida a precipitação, em solo terrestre, diversos fenômenos conhecidos do ciclo hidrológico também ocorrem, como o acúmulo de gelo nas calotas polares, absorção da água pela vegetação, infiltração no solo, acúmulo de água subterrânea, bem como parte da chuva que se converte em escoamento superficial, o qual ocasiona a formação de rios, córregos e lagos. Todos esses processos dependem de diversas condições para ocorrência, como pressão, temperatura, característica dos solos, vegetação, dentre outros (TUNDISI, 2001). A figura 1 apresenta os principais fenômenos envolvidos no ciclo hidrológico:

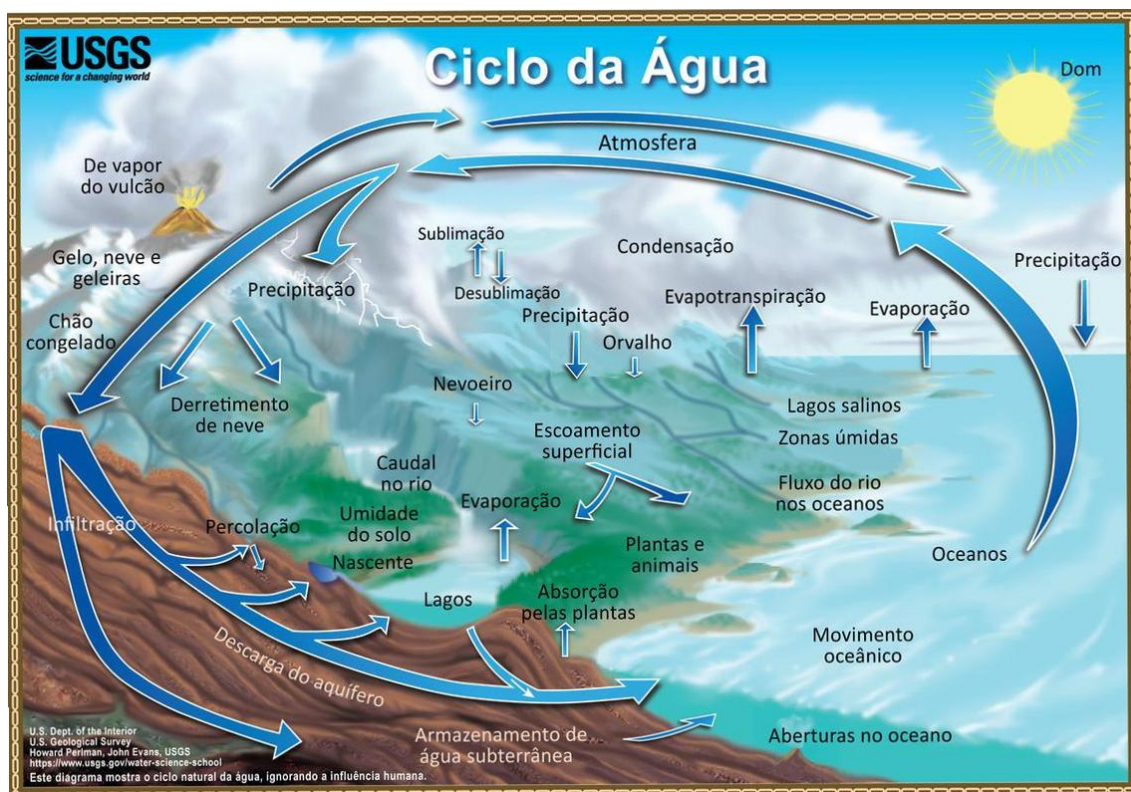


FIGURA 1 - CICLO HIDROLÓGICO (FONTE: USGS, 2017)

Todos os processos envolvidos no ciclo hidrológico são de difícil estimativa e predição (TUNDISI, 2001). Ainda, cabe destacar que a água doce, insumo essencial à vida humana, representa uma parcela mínima do total de água disponível no planeta. A tabela 1 apresenta uma fotografia da disponibilidade de água no planeta, considerando todos os fenômenos relacionados ao ciclo hidrológico apresentado na figura 1.

TABELA 1 - FONTE DE ÁGUA NO PLANETA E VOLUME DISPONÍVEL (FONTE: USGS, 2017)

Fonte de água	Volume de água, em km <sup>3</sup>	% água doce	% total de água
Oceanos, Mares e Baías	1.338.000.000	--	96,5
Camadas de gelo, Geleiras e Neve Perene	24.064.000	68,7	1,74
Água do subsolo	23.400.000	--	1,7
Doce	10.530.000	30,1	0,76
Salgada	12.870.000	--	0,94
Umidade do Solo	16.500	0,05	0,001
Gelo do Solo e Permafrost	300.000	0,86	0,022
Lagos	176.400	--	0,013
Doce	91.000	0,26	0,007
Salgada	85.400	--	0,006
Atmosfera	12.900	0,04	0,001
Água dos pântanos	11.470	0,03	0,0008
Rios	2.120	0,006	0,0002
Água biológica	1.120	0,003	0,0001
Total	1.386.000.000	-	100

A disposição da água no globo, devido inclusive aos efeitos das alterações antrópicas no meio ambiente, podem auxiliar na mudança das condições de estacionariedade das bacias hidrográficas. O desenvolvimento urbano, água e saneamento, drenagem e resíduos sólidos, energia, demanda e geração, transporte, navegação, desenvolvimento rural, suprimento de água para irrigação, desastres naturais, cheias, secas, estão entre os projetos de recursos hídricos nos quais as incertezas relacionadas à alteração da estacionariedade estão presentes (TUCCI, 2005).

### 1.1.2. Gestão de Recursos Hídricos

Como apresentado, a água doce, em comparação com outras fontes, é um recurso significativamente pequeno. Sendo fundamental para o desenvolvimento da sociedade, e considerando se tratar de um recurso não distribuído proporcionalmente regular em todo o globo, é frequentemente motivo de disputa e conflitos. A disposição de cidades e populações urbanas estão por muitas vezes diretamente ligadas à disponibilidade hídrica da região (MELO E ARCILA, 2019).

No que tange a gestão e uso (controle) adequado de recursos hídricos, há diversas intervenções hidráulicas que são aplicadas para fins de consumo humano, para fins de exemplificação, listam-se: (i) captação para consumo, sendo elas poços, estações de tratamento de água, reservatórios, estações elevatórias de água, estações de recalque de água, filtros, dentre outros; (ii) Obras de tratamento de efluentes, sendo elas estação de tratamento de esgoto, lagoas, tanques, fossas sépticas, dentre outros; (iii) Obras para geração de energia, sendo elas Usinas Hidrelétricas (UHEs), pequenas centrais hidrelétricas (PCHs), adutoras, reservatórios, barragem, dentre outros; (iv) Aproveitamento hídrico para agricultura, sendo principalmente irrigação.

### 1.1.3. Mitigação dos efeitos de cheias

Um outro importante enfoque no dimensionamento de estruturas hidráulicas é seu dimensionamento para contenção de cheias.

Eventos extremos de cheias, oriundos de tormentas de longa duração, podem causar diversos danos físicos, econômicos, sociais e até mesmo acidentes sérios que podem levar à perda de vidas (MOMO et al., 2016).

Muitos desses eventos estão relacionados a eventos de chuva de longa duração. A tabela 2 apresenta eventos históricos de eventos pluviométricos ocorridos no mundo.

Outro fator de extrema importância na ocorrência de eventos extremos de cheia em relação à gravidade dos efeitos é a característica física da bacia. Pequenas bacias hidrográficas, geralmente bacias urbanas, as quais possuem

alta taxa de impermeabilização, apresentam uma resposta mais rápida a eventos de chuva. Para estas bacias, chuvas de maior intensidade ocorridas em menores durações promovem uma resposta de subida mais rápida no hidrograma de cheia (TUCCI, 1993).

TABELA 2 - MAIORES EVENTOS HISTÓRICOS NO MUNDO DE PRECIPITAÇÃO EM DURAÇÃO OU INTENSIDADE (FONTE: WARD & TRIMBLE, 2003)

<b>Duração</b>	<b>Altura- mm</b>	<b>Local</b>	<b>Data</b>
1 min	38	Barot Guadeloupe	26/11/1970
8 min	126	Fussen, Bavaria	25/5/1920
15 min	198	Plumb Point, Jamaica	12/05/1916
20 min	206	Curtea de Arges, Romania	07/07/1947
42 min	305	Holt, Mo	22/06/1947
2 h 10 min	483	Rockport, W.V.	18/7/1889
2 h 45 min	559	D'Hanis, Tex(17 mi NNW)	31/05/1935
4 h 30 min	782	Smethport, Pa.	18/07/1942
9 h	1087	Belouve, La Réunion	18/02/1964
12 h	1340	Belouve, La Réunion	28-29/2/1964
18 h 30 min	1689	Belouve, La Réunion	28-29/2/1964
24 h	1825	Foc, La Réunion	15-16/3/1952
2 dias	2259	Hsin-Liao, Taiwan	17-18/10/1967
3 dias	2759	Cherrapunji, India	12-14/9/1974
4 dias	3721	Cherrapunji, India	12-15/9/1974
8 dias	3847	Bellenden Ker, Queensland	1-8/1/1979
15 dias	4798	Cherrapunji, India	24/6 -8/7/1931
31 dias	9300	Cherrapunji, India	7/1861
2 meses	12767	Cherrapunji, India	6-7/1861
3 meses	16369	Cherrapunji, India	5-7/1861
4 meses	18738	Cherrapunji, India	4-7/1861
5 meses	20412	Cherrapunji, India	4-8/1861
6 meses	22454	Cherrapunji, India	4-9/1861
11 meses	22990	Cherrapunji, India	1-11/1861
1 ano	26461	Cherrapunji, India	8/1860-7/1861
2 anos	40768	Cherrapunji, India	1860-1861

Alves Filho e Ribeiro (2006) pontuam a criticidade de ocorrência de eventos de chuva em uma área urbana com baixa impermeabilidade como São Paulo e Região metropolitana, onde os eventos de precipitação são frequentemente classificados como grave, com ocorrências de alagamentos que geram elevadas perdas à população e geram caos urbano.

Neste sentido, diversas intervenções são realizadas para mitigar os efeitos de cheia e reduzir ocorrência de enchentes. Medidas como expansão da área verde, definição de área mínima permeável em perímetro urbano, bueiros, valas, canais, lagoas de dispersão, estão entre as medidas adotadas para promover uma melhor drenagem e responder melhor aos efeitos de chuvas de alta intensidade (DECINA E BRANDÃO, 2016).

Em bacias hidrográficas maiores, considerando condições como vegetação e declividade, a resposta a eventos extremos de chuva tende a ser mais lenta. Geralmente, mas não necessariamente, bacias rurais, nas quais há maior disponibilidade hídrica e mais comumente instaladas as obras de maior porte, eventos extremos de cheia geralmente são provocados por chuvas com dias de duração. Para estas bacias, a precipitação acumulada maior oriunda de chuvas de baixa intensidade, mas grande duração pode ter efeitos mais catastróficos que chuvas de alta intensidade e curta duração (SANTOS, 2010); (MOTA, 2003).

Segundo Andrioli e Barros (2006) a instabilidade e variabilidade do balanço hídrico afetam diretamente a sociedade, como por exemplo, a imprevisibilidade da ocorrência de enchentes. Para que seja possível a convivência em locais que apresentam riscos, é necessária que sejam implantadas as devidas medidas de engenharia a fim de mitigar ou erradicar os problemas. Infelizmente, medidas estruturais e eficazes para a resolução do problema podem apresentar custos muito elevados. Nesse aspecto, as medidas não estruturais, com a de modelagem para previsão de vazões em tempo real pode ajudar a impedir a ocorrência de tragédias. Como uma inundação altera os índices físicos do solo, dentre outros fatores, a previsão em tempo da ocorrência de cheia auxilia a prever e ampliar o tempo para realização de medidas que ajudem a prevenir catástrofes. Também, uma política de uso do solo ou implantação de um seguro contra cheias são alternativas para evitar prejuízos e tragédias.

Sendo assim, medidas de contenção para mitigar efeitos de cheia vão desde modelagem hidrológica, reflorestamento, implantação de barragens de contenção de cheias, dentre outras medidas. Um exemplo de obra hidráulica para contenção de cheia é o conjunto de barragens de Taió, instaladas para contenção de cheia no vale do Itajaí, área essa em constante monitoramento da defesa civil devido a diversas ocorrências de cheia que culminaram em perdas materiais e de vidas. Moura et al. (2018) desenvolveram um estudo hidráulico para análise dos efeitos de operação hidráulica das comportas da barragem de Taió Oeste de modo auxiliar no entendimento do comportamento hidráulico em caso de evento de cheia na região, auxiliando assim na tomada de decisão por parte da defesa civil que monitora a barragem.

Estas obras hidráulicas, tanto para gerenciamento de recursos hídricos quanto para controle de cheias, necessitam de uma importante informação, sendo essa a de maior relevância para o seu projeto e o dimensionamento, a cheia de projeto, definida como a vazão máxima ou a sequência de vazões extremas que a obra possa suportar sem danos significativos para si e para populações e melhoramentos a jusante (FILL, 1981). Um importante dado para a determinação adequada da cheia de projeto é o período ou tempo de retorno. Tempo de retorno é o valor esperado em anos para ocorrência do evento extremo de cheia, em que se espera que o valor seja igualado ou superado (SANTOS, 2010). Verificada a probabilidade ou frequência ( $Fr$ ) de ocorrência, determina-se o tempo de retorno pelo inverso da frequência. A equação (1) mostra este cálculo:

$$Fr = \frac{1}{Tr} \quad (1)$$

Onde:

$Fr$ : Frequência de ocorrência;

$Tr$ : Tempo de retorno.

Quanto mais robusta a intervenção hidráulica, maior o tempo de retorno necessário para estimativa da vazão de projeto, de modo a garantir maior confiança à estrutura. A tabela 3 apresenta o período de retorno mínimo admitido para dimensionamento de diferentes estruturas hidráulicas:

TABELA 3 - PERÍODO DE RETORNO PARA DIFERENTES OBRAS HIDRÁULICAS

<b>Obra hidráulica</b>	<b>Período de retorno (anos)</b>
Bueiros	2 a 10
Galeria de águas pluviais	5 a 20
Pequenas barragens de concreto para abastecimento de água	50 a 100
Canalização a céu aberto trapezoidal	50
Canalização a céu aberto retangular	100
Travessias: pontes, bueiros e estruturas afins	100
Barragem de concreto	500
Extravasor de uma barragem de terra (PCHs)	1000
Vertedor de grandes barragens (UHEs)	10000

Fonte: Santos (2010) adaptado de Villela e Matos (1975) e Tucci (2002)



## 1.2. CHEIA DE PROJETO

O dimensionamento adequado da cheia de projeto de obras hidráulicas depende de diversas informações hidrológicas do local, bem como das características físicas da obra em questão, necessárias para a aplicação de diversos modelos que procuram representar o sistema físico real.

Eventos extremos de cheia podem sofrer alterações a depender das mudanças climáticas, alteração no solo e vegetação, ou mesmo pela implantação de obras hidráulicas (BARTIKO, 2017).

Os modelos para definir a cheia de projeto variam em função do tipo e magnitude da obra e principalmente das consequências da ruína dessa. Assim, existem métodos baseados na Precipitação Máxima Provável (PMP) ou na análise de frequência ou ainda uma combinação de ambos (FILL, 1994).

Estimativas de eventos extremos de cheia podem ser realizadas por meio de três abordagens: i) fórmulas empíricas (GALVINCIO et al., 2005); ii) abordagem determinística (ELETROBRÁS, 1987); iii) abordagem estatística (NAGHETTI E PINTO, 2007).

As formulações empíricas para estimativa de cheias foram desenvolvidas no intuito de descrever a relação entre as características físicas, hidrográficas e climáticas da bacia hidrográfica e as vazões máximas de cheia observadas. Não são atualmente muito utilizadas no estudo de cheias devido à existência de métodos mais precisos, os quais usam modelos estatísticos ou determinísticos, porém, podem ser utilizadas para estimativa de valores de referência, principalmente em áreas com baixa disponibilidade de dados hidrológicos (LIMA et al, 2017).

Outra opção para estimativa de cheias, como já mencionado, é o da abordagem determinística, através de modelos chuva-vazão, aliados a uma chuva de projeto e que buscam simular as características fisiológicas da bacia para estimar a sequência de vazões e são importantes para a gestão de recursos hídricos. A vantagem desta abordagem é que permite estimar o hidrograma de projeto. Modelos hidrológicos que conseguem representar os processos físicos envolvidos no ciclo hidrológico, na transformação de chuva em escoamento, como a evapotranspiração, o armazenamento de água no

solo e nos aquíferos, e a propagação de ondas de cheia ao longo da rede de drenagem são ferramentas úteis na realização de análises hidrológicas (PONTES et al., 2015). Existem na literatura muitos modelos hidrológicos determinísticos para diferentes fins, dentre eles, os que auxiliam nessa atividade, destacando-se os modelos IPH-II (TUCCI et al. 1981; TUCCI, 1987), HEC-HMS (HEC; USACE, 2010), HBV (BERGSTRÖM, 1992), SMAP (LOPES et al, 1982), entre outros. Destaca-se o fato de que modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão atuam como ferramentas que buscam representar o comportamento da bacia hidrográfica estudada e servem para prever condições diferentes das observadas (TUCCI, 1998).

Neste contexto, a estimativa de vazão de projeto é considerada de abordagem determinística quando utilizados métodos baseados na PMP para estimativa das chuvas de projeto que alimentarão o modelo hidrológico. Quando utilizados ajustes de probabilidade para estimativa de hietograma de projeto que serve de dado de entrada para o modelo chuva-vazão para estimativa da vazão de projeto, diz-se que o método é indireto.

A terceira abordagem é baseada na análise de frequência de vazões. Trata-se de uma abordagem direta. Tem por objetivo ajustar uma distribuição de probabilidades às vazões máximas no local onde ocorrerá a intervenção hidráulica, que permita estimar uma cheia de projeto para um respectivo tempo de retorno, considerando as características desta obra (FILL e STEINER, 2003). Neste caso determina-se a vazão de pico, mas não todo o hidrograma de projeto.

Os próximos tópicos detalham melhor os métodos para estimativa da vazão de projeto por abordagem empírica, o conceito de modelagem hidrológica determinística, utilizada como ferramenta no método indireto, uma revisão sobre a abordagem indireta determinística para estimativa das chuvas de projeto, abordagem indireta estatística, determinação de hietograma de projeto e, por fim, abordagem direta estatística para estimativa das vazões de projeto.

### 1.3. ABORDAGEM EMPÍRICA

A abordagem empírica se configura em uma importante ferramenta para a estimativa da cheia de projeto, tanto para dimensionamento de estruturas hidráulicas quanto para avaliação da segurança de obras já executadas (CHAVES et al., 2017). A seguir são apresentados alguns dos métodos utilizados em estudos hidrológicos, bem como análise de autores acerca destes.

#### (i) Método de Creager

A Curva de Creager (CREAGER et al., 1945) segundo Chaves et al. (2017) e Ramirez-Orozco et al., (2005) é frequentemente utilizada em estimativas hidrológicas. A equação (2) apresenta a curva de Creager:

$$q = 1.303Cc(0.386A)^{0.936A^{-0.048}} \quad (2)$$

Onde:

$q$ : Vazão máxima em m<sup>3</sup>/s;

$Cc$ : Coeficiente regional de Creager;

$A$ : Área de drenagem.

Conforme expresso por Chaves et al. (2017), o coeficiente regional de Creager pode variar de 100 a 200 (CREAGER et al., 1945; MIJARES, 1992).

Lima et al. (2017) concluem em seu estudo que a utilização das curvas de envoltórias de Creager podem ser utilizadas como referência alternativa na estimativa de vazões de cheias de projeto, principalmente no caso de bacias com baixa disponibilidade de dados.

#### (ii) Método Francou-Rodier

A envoltória de Francou e Rodier (1967) é expressa conforme equação (3):

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-\frac{k}{10}} \quad (3)$$

Onde:

$Q$ : Vazão máxima em m<sup>3</sup>/s;

$Q_0$ : 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/s;

$A$ : Área de drenagem em km<sup>2</sup>;

$A_0$ : 10<sup>8</sup> km<sup>2</sup>;

$k$ : coeficiente regional de Francou-Rodier;

O coeficiente de Francou-Rodier é obtido conforme apresentado na equação (4):

$$k = 10 \left(1 - \frac{\log Q - 6}{\log A - 8}\right) \quad (4)$$

o coeficiente  $k$  de Francou-Rodier pode variar de 0 a 7, sendo 4,8 um valor de referência para o Brasil e 6 a 7 associado a eventos extremos de cheia global (SOUZA E PINTO, 2001); (PAPP, 2001).

Chaves et al. (2017) utilizaram o método de Francou-Rodier em seu estudo de caso de estimativa de coeficientes regionais para o estado do Ceará para diferentes curvas, e concluíram, dentre os métodos empíricos utilizados no estudo, que o método de Francou-Rodier, quando comparado com o método de Creager e o método de Castellarin (2005), apresentou melhores resultados para quaisquer áreas de drenagem e diferentes períodos de retorno.

### (iii) Método de Burkli-Ziegler

O método de Burkli-Ziegler leva em consideração, não somente a área de drenagem, mas também fatores climáticos e características fisiográficas da bacia. A equação (5) apresenta o método:

$$Q = 0,022A(10r)^c \cdot 4 \sqrt{\frac{S}{A}} \quad (5)$$

Onde:

$Q$ : vazão máxima, em m<sup>3</sup>/s;

$A$ : área de drenagem, em hectares (ha);

$r$ : precipitação média durante a chuva crítica em mm;

$c$ : coeficiente de escoamento superficial;

$S$ : declividade média da bacia.

Galvinctio et al. (2005) utilizaram em seu estudo de caso no rio Paraíba em Caraúbas diversos métodos empíricos para estimativa de vazão de pico, dentre eles o método de Burkli-Ziegler e constataram que o método de Burkli-Ziegler apresentou resultados significativamente inferiores, quando comparado aos demais.

#### (iv) Método de Iszkowski

Outro método que considera fatores climáticos e características fisiográficas da bacia é o método de Iszkowski. A equação (6) apresenta o método:

$$Q = \frac{k.m.h.A}{1000} \quad (6)$$

Onde:

$Q$ : Vazão máxima, em m<sup>3</sup>/s;

$k$ : parâmetro de morfologia;

$m$ : parâmetro de área;

$h$ : precipitação média, em mm;

$A$ : Área da bacia, em km<sup>2</sup>.

Segundo Varennes e Mendonça (1947), a fórmula de Iszkowski, quando aplicada com o devido cuidado e dispondo de conhecimento suficiente da bacia hidrográfica, apresenta resultados bastante razoáveis para rios brasileiros.

(v) Método de Kinnison

O método de Kinnison, diferente dos métodos de Burkli-Ziegler e Iszkowski, utiliza como referência apenas as características fisiográficas da bacia hidrográfica para estimativa da vazão de pico. Conforme apresentado na equação (7):

$$Q_p = \frac{0,00036 \left[ \left( \frac{h}{0,03048} \right)^{2,47} \right] + 124 \left( \frac{A}{4,84} \right)^{0,95}}{a^{0,04} \left( \frac{L}{2200} \right)^{0,7}} \quad (7)$$

Onde:

$Q_p$ : Vazão máxima, em m³/s;

$h$ : altitude média da exultória da bacia, em metros;

$A$ : área da bacia, em km²;

$a$ : percentual de área do espelho d'água;

$L$ : comprimento médio do canal, em metros.

Galvinctio et al. (2005) apresentam em seu estudo de caso que apesar de resultados ligeiramente inferiores ao de Creager, estes ficaram muito próximos aos métodos empíricos que apresentaram melhores resultados e significativamente superior aos métodos de Burkli-Ziegler e Iszkowski.

#### 1.4. ABORDAGEM INDIRETA

A abordagem indireta busca estimar as vazões de projeto através da obtenção de chuvas de projeto por métodos determinísticos ou estatísticos aliados a um modelo hidrológico chuva-vazão. Nos itens que seguem, é apresentada a modelagem hidrológica, com exemplos de modelos, bem como métodos determinísticos e estatísticos para estimativa da chuva de projeto.

##### 1.4.1. Modelagem hidrológica

Segundo Silva e Kobiyama, (2007), o estudo hidrológico abrange vários fenômenos naturais encontrados no ciclo hidrológico: precipitação, evaporação, infiltração e escoamento em rios. Tais fenômenos dependem de muitos fatores para serem medidos, o que dificulta sua análise. O desenvolvimento de modelos hidrológicos busca através da simulação de tais fenômenos naturais, compreendê-los melhor dentro da bacia hidrográfica.

Segundo Tucci (1998), o modelo hidrológico é uma ferramenta utilizada para representar os processos que ocorrem na bacia hidrográfica e prevenção das consequências das diferenças entre os valores observados.

Segundo Mota (2003), um modelo hidrológico deve determinar com eficiência e precisão os componentes do ciclo hidrológico e estimar o comportamento e magnitude da água.

Existem modelos empíricos, conceituais e estocásticos. Os modelos empíricos não buscam necessariamente a representação de processos físicos envolvidos, como por exemplo, o Hidrograma Unitário (do tipo "caixa-preta"). Os modelos conceituais ou determinísticos buscam uma relação de causa e efeito para simular o ciclo hidrológico. A estrutura estocástica utiliza conceitos probabilísticos (Chow, 1964), tratando as variáveis hidrológicas chuva e vazão como variáveis aleatórias.

Há também modelos híbridos, que aliam os resultados dos modelos determinísticos com os resultados simulados através de modelos estocásticos (Tucci, 1998).

Um modelo hidrológico determinístico bastante utilizado em estudos de cheias, possibilitando prever a vazão de projeto, é o modelo IPH II (TUCCI et al. 1981; TUCCI, 1987). Os modelos desenvolvidos pelo Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Tucci, 1998) para a simulação de parte do processo do ciclo hidrológico, receberam uma numeração de acordo com a versão, e são aplicáveis a diferentes situações. A realidade prática do uso dos modelos se depara com diferentes condicionantes como: dados disponíveis, tempo exigido para a apresentação dos resultados (ex: alerta a inundações), aplicabilidade de certos métodos, objetivo do estudo e nível de precisão requerido. Mine e Tucci (1999) aplicaram o modelo IPH II

para previsão de cheias na bacia do rio Iguaçu visando a operação hidráulica em tempo real do reservatório da Usina Hidrelétrica de Foz do Areia. Os resultados foram promissores.

Segundo Mine (1998), o modelo IPH II foi desenvolvido com o objetivo de permitir seu uso para projetos de engenharia em bacias rurais e urbanas. O modelo é simples, com poucos parâmetros, baseado em métodos conhecidos, e tem a finalidade de facilitar o seu uso em bacias hidrográficas de diferentes características. A base principal do modelo IPH II é um algoritmo de separação do escoamento (BERTHELOT, 1970). O modelo utiliza a equação da continuidade em combinação com a equação de Horton (1937) e uma função empírica para percolação.

O IPH II é composto pelos seguintes algoritmos: i) perdas por evaporação e interceptação; ii) separação dos escoamentos; iii) propagação dos escoamentos superficial e subterrâneo; iv) otimização dos parâmetros. Os itens a seguir detalham os algoritmos.

(i) Perdas por evaporação e interceptação - A evaporação potencial é retirada da precipitação quando for inferior a esta e, em caso contrário, a evaporação potencial não satisfeita é atendida pelo reservatório de interceptação (cobertura vegetal e depressões). Quando esse último reservatório está totalmente esgotado, o déficit de evaporação potencial passa a ser atendido pela água contida no solo, por meio da relação linear, conforme Figura 2a. Quando a precipitação é maior que a evaporação potencial, a diferença é retida por interceptação até que sua capacidade máxima  $R_{max}$  seja satisfeita (Figura 2b). A precipitação restante é finalmente utilizada no algoritmo de infiltração baseado na equação de Horton (HORTON, 1937), para o cálculo dos volumes superficial e percolado. Uma parte da precipitação resultante, devido às áreas impermeáveis, é escoada apenas superficialmente, sem passar pelo algoritmo de infiltração.



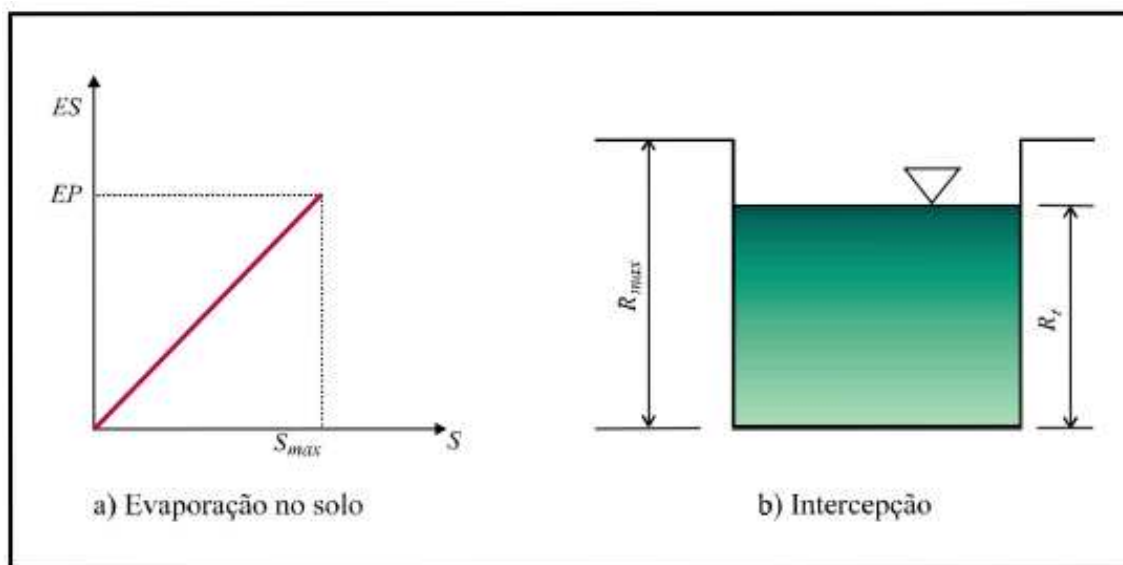


FIGURA 2 - REPRESENTAÇÃO DA EVAPORAÇÃO DO SOLO E RESERVATÓRIO DE INTERCEPTAÇÃO (FONTE: MINE, 1998)

(ii) Separação do escoamento – É realizada utilizando o algoritmo de Horton modificado. Mais detalhes sobre este algoritmo podem ser obtidos em Mine (1998) e Mine e Tucci (1999).

(iii) Propagação superficial e subterrânea - A propagação do volume superficial, é feita até a seção principal da bacia pelo modelo Clark que utiliza o Histograma Tempo-Área (HTA) para representar o efeito de translação. O histograma tempo-área pode ser determinado por meio do conhecimento detalhado da bacia hidrográfica. Quando não existem informações suficientes para tanto, pode-se utilizar o histograma tempo-área sintético (HEC, 1974), que é obtido admitindo-se que o tempo de percurso (*travel time*) é proporcional à distância do ponto em estudo à seção principal. Mais detalhes sobre o modelo IPH II no que tange à propagação e otimização dos parâmetros, pode ser obtido em Mine (1998).

Uliana et al. (2019) aplicaram o modelo IPH-II, com o objetivo de avaliar o desempenho dos modelos chuva-vazão SAC-SMA(BURNASH, 1995) e IPH-II para predição de vazões na bacia do rio Teles Pires, a fim de verificar o modelo mais adequado no auxílio à gestão de recursos hídricos, e constataram que, apesar de sua estrutura mais simples, o IPH-II apresentou melhores resultados, principalmente considerando a grande dimensão da bacia estudada. O IPH-II se mostra, portanto, um modelo adequado também para aplicação em grandes bacias para estimativa de cheias.

O modelo *Hydrologiska Byråns Vattenbalansavdelning* (HBV) é um modelo determinístico conceitual. Seu desenvolvimento foi realizado pelo Instituto Meteorológico e Hidrológico Sueco (SMHI) para prever o escoamento afluente a centrais hidrelétricas (BERGSTRÖM, 1995).

Esse modelo pode ser aplicado de modo semi-distribuído, por meio da divisão da bacia hidrográfica em sub-bacias. Tais sub-bacias são obtidas com base nas diferentes características físicas que se apresentem ao longo de toda a bacia, ou seja, o modelo comportar-se-á melhor quanto mais bem caracterizadas as sub-bacias estiverem em relação à altitude, áreas de lago, vegetação, dentre outros dados físicos essenciais para alimentá-lo.

O modelo HBV possui diversas versões, adaptadas a diferentes realidades, o que ampliou sua versatilidade e aplicação nos diversos tipos de bacias de diferentes características. Seibert (2005), apresentou uma versão do HBV original, no qual incluiu um período de “aquecimento” para resolver a questão da temperatura como fator de simulação do escoamento oriundo do derretimento de neve, além de promover diversas adaptações que facilitaram a utilização do modelo para fins acadêmicos.

Analisando a realidade brasileira, onde não se prevê contribuição do derretimento de neve ao escoamento superficial, os dados de entrada de temperatura no modelo se tornam dispensáveis para previsão de vazões em bacias hidrográficas localizadas no Brasil, sendo, contudo, um dado importante para a estimativa da evapotranspiração, essa um dado de entrada para calibração do modelo.

Trata-se de um modelo com bastante aplicabilidade em diferentes tipos de bacias hidrográficas, usado em estudos desenvolvidos em países com características distintas, podendo ser aplicado desde áreas com ocorrência de neve, como em países nórdicos em bacias de alta declividade, necessitando apenas algumas adaptações para uso no Brasil. Há estudos desenvolvidos em países de todos os continentes, o que mostra sua versatilidade (HUNDECHA; & BÁRDOSY, 2004); (SEIBERT, 2005); (ABEBE et al. 2010); (DAKHLAOUI et al., 2012); (JIA & SUN, 2012).

Além disso, o HBV pode ser aplicado para diferentes fins, como na estimativa de cheias para projetos de contenção e também em estudos para a estimativa de carga de nutrientes (ARHEIMER & BRANDT, 1998), gestão de

recursos hídricos (BERGSTRÖM et al. (1992) e JUTMAN (1992). O modelo é alimentado com dados de precipitação, vazão, temperatura do ar e estimativas de evapotranspiração potencial (BERGSTRÖM, 1995).

Salla (2015) aplicou o modelo HBV para a previsão de vazão à montante do reservatório da UHE Nova Ponte, localizado no triângulo Mineiro, e obteve resultados satisfatórios, como uma ferramenta em potencial para auxiliar na gestão de recursos hídricos.

Outro modelo amplamente utilizado no Brasil é o SMAP (*Soil Moisture Accounting Procedure*). Trata-se de um modelo desenvolvido pelo *Soil Conservation Service* (SCS) e que é utilizado para a simulação de hidrograma de cheias de projeto e na prevenção a enchentes. O SMAP é um modelo bem simples, com poucos parâmetros e algoritmos de fácil aplicação. Tem três versões principais, distintas pela quantidade de reservatórios simulados empregados no modelo, e pode fazer previsões mensais, diárias e horárias (LOPES et al., 1982). A figura 3 apresenta o esquema do modelo SMAP:

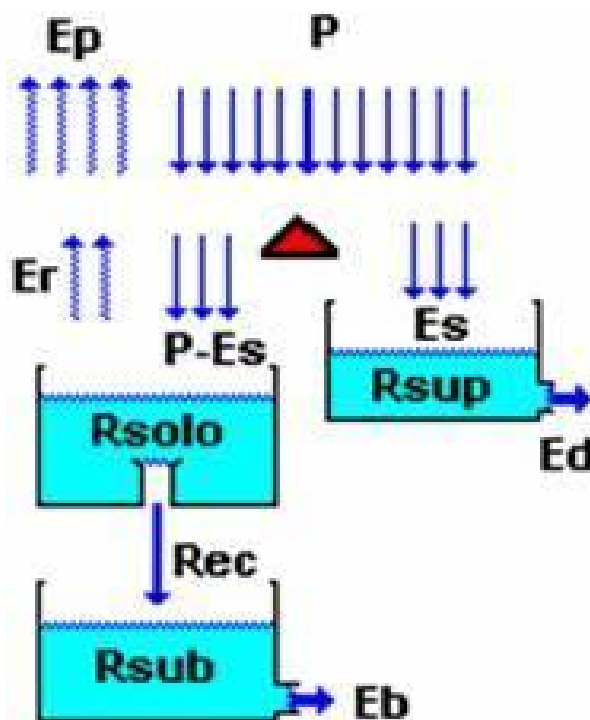


FIGURA 3 – ESTRUTURA DO MODELO SMAP (FONTE: LOPES ET AL., 1982)

Onde:

Rsolo: reservatório do solo;

Rsup: reservatório da bacia superficial

Rsub: reservatório subterrâneo;

P: Precipitação;

Es: escoamento superficial;

Er: evapotranspiração real;

Ep: evapotranspiração potencial;

Rec: recarga subterrânea;

Ed: escoamento direto;

Eb: escoamento de base.

Conforme exposto na figura 3, o modelo SMAP, em sua versão diária, simula três reservatórios (Rsolo, Rsup e Rsub), é importante ressaltar que podem ser introduzidos mais reservatórios fictícios para simulação, de modo a ser possível realizar previsão com maior discretização (horária, por exemplo), contudo, na versão diária, possui como dado de entrada a precipitação P e dados de evapotranspiração. O modelo busca verificar a parcela da precipitação que contribui diretamente para o escoamento superficial (e se converte diretamente em volume para o reservatório Rsup), a precipitação restante contribui para acréscimo do reservatório RSolo. O modelo busca, então, simular as condições físicas da bacia, como permeabilidade do solo, capacidade de infiltração, capacidade de recarga. A parcela da precipitação que se excede do volume de Rsolo, considerando tais características, se converte em volume Rec que contribui para a recarga do reservatório subterrâneo Rsub. A somatória dos valores de escoamento superficial Es, oriundo do reservatório superficial e escoamento base Eb, oriundo do reservatório subterrâneo, são os valores simulados de vazão para a bacia estudada (LOPES, 1982).

Castanharo (2007) aplicou o modelo SMAP para estimativa das vazões ocorridas a montante da UHE Salto Osório no intuito de auxiliar na operação hidráulica. Dividindo a bacia em trechos com diferentes características e com base nos dados observados de abstração inicial do solo, umidade, evapotranspiração, precipitação na bacia e vazão para calibração do modelo, obteve resultados satisfatórios. A figura 4 mostra o resultado obtido para um dos cenários de calibração proposto pelo estudo.

Destaca-se que as diferenças entre os valores observados e simulados resultam da própria limitação do modelo, da qualidade dos dados de entrada, bem como da subdivisão da bacia.

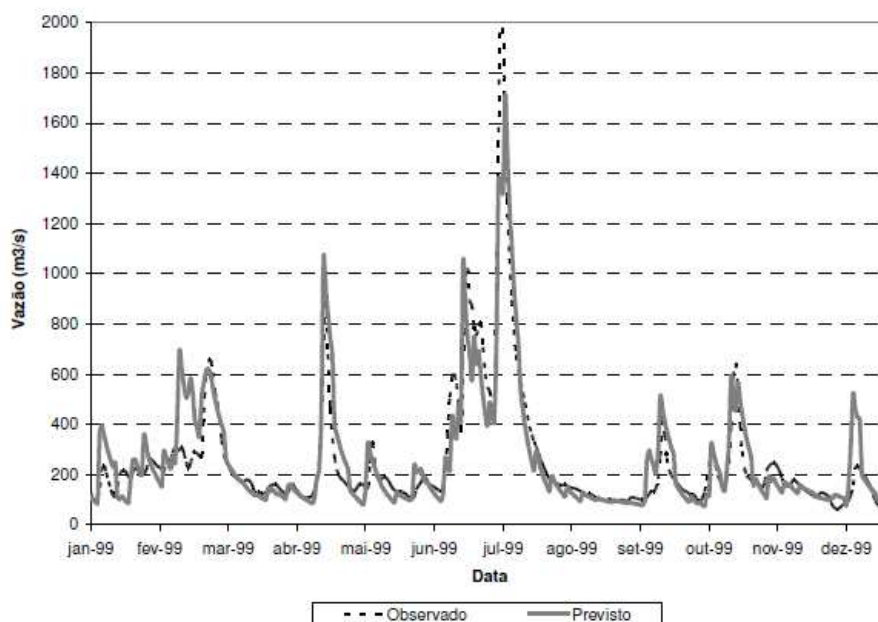


FIGURA 4 - COMPARAÇÃO ENTRE DADOS OBSERVADOS E SIMULADOS (FONTE: CASTANHARO, 2007)

Outro modelo para simulação do escoamento em uma bacia é o HEC-RAS. Trata-se de um modelo desenvolvido pelo Centro de Engenharia Hidrológica do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (HEC; USACE, 2010) e tem seu uso na simulação da propagação de vazão em bacias hidrográficas. O HEC-RAS utiliza para tanto a resolução das equações de Saint-Venant unidimensionais para determinar as características não permanentes do fluxo em canais. Possui uma interface gráfica amigável, o que auxilia na visualização dos resultados, bem como facilita a análise e correção de eventuais inconsistências nos dados (SIQUEIRA, 2016).

As equações de Saint-Venant representam a conservação de massa e quantidade de movimento em um canal (1D). Na conservação de massa, considera um volume de controle em que a taxa de variação no armazenamento deve ser igual ao fluxo líquido no volume. Já variações a quantidade de movimento seria a taxa líquida que entra no volume de controle mais a soma das forças externas que atuam nesse (HEC; USACE, 2010).

Siqueira (2016) aplicou o modelo HEC-RAS aliado a uma metodologia de otimização para estimativa automática dos parâmetros, na bacia do rio Iguaçu, de modo a apresentar um modelo de previsão de vazões em tempo real. A aplicação ocorreu especificamente na área da Usina Hidrelétrica de Salto Caxias. A operação do modelo HEC-RAS é normalmente feita de modo manual. Isso constitui um desafio, dada a complexidade do modelo frente a necessidade de tomada de decisão em tempo real, no que tange a gestão de recursos hídricos. Nesse sentido, a aplicação do modelo HEC-RAS aliado a um algoritmo de otimização, que atualiza por meio de rotinas automáticas os parâmetros da propagação do escoamento, pode resolver a questão. Siqueira (2016) mostrou no estudo que não houve perda significativa da qualidade dos resultados obtidos, se comparando com a execução manual. Neste sentido, a aplicação de algoritmo de otimização se mostrou um promissor aliado na operação do modelo HEC-RAS.

#### 1.4.2. Hietograma de Projeto

O hietograma de projeto é a representação de uma precipitação, geralmente uma tormenta crítica que gerará elevado volume de escoamento, determinado para um tempo de retorno específico. Assim, constitui um componente indispensável para a obtenção da cheia de projeto e, aplicando a um modelo chuva-vazão conduz à vazão de projeto, considerado um dos principais parâmetros para o dimensionamento de estruturas hidráulicas (MUNIZ et al. 2017).

A definição do hietograma de projeto pode ser feita por uma estimativa da Precipitação Máxima Provável (PMP), por fórmulas empíricas ou ábacos do tipo IDF (Intensidade-Duração-Frequência) ou ainda por uma análise de frequência através de um modelo probabilístico adequado. O uso de fórmulas IDF geralmente se limita a durações de precipitação inferiores a 1 dia.

Segundo Silva et al. (2002), chama-se intensidade de chuva a relação entre o volume de água precipitada e a sua duração. Sendo assim, para a estimativa de vazões máximas, a intensidade máxima de precipitação se torna uma variável importante. Pode ser estimada com base no tempo de

concentração da bacia. A equação 8 apresenta a equação geral para a estimativa de intensidade de chuva por meio de curvas IDF.

$$i_{max} = \frac{aT^b}{(t+c)^d} \quad (8)$$

Onde  $i_{max}$  é a intensidade máxima da precipitação, em mm/h;  $T$  é o tempo de retorno em anos,  $t$  é a duração da precipitação em minutos;  $a$ ,  $b$ ,  $c$  e  $d$  são parâmetros ajustados para o conjunto de dados de cada posto pluviométrico (SUDERHSA, 2002).

Para a desagregação da chuva de projeto, vários métodos são propostos na literatura. Dentre os métodos de obtenção do hietograma de projeto baseados em abordagem empírica ou ábacos de curvas do tipo IDF, destacam-se: (i) Método de Chicago; (ii) Método dos blocos alternados; (iii) Hietograma triangular (SILVEIRA et al., 2000).

O método de Chicago é estimado partindo da premissa de que o volume de chuva que ocorre no período de máxima intensidade pode ser obtido a partir da curva IDF para uma dada frequência, selecionada por critérios de projeto. A partir de chuvas para várias durações, é gerado um hietograma sintético com uma sequência de chuvas cujo pico se encontra próximo ao início da chuva. Baseado em precipitações históricas, é estimado um coeficiente que possibilite estimar a localização do pico (SILVEIRA, et al., 2000).

Proposto por Keifer e Chu (1957), é derivado da equação potencial da curva IDF. As precipitações de projeto podem ser determinadas a partir de relações intensidade-duração-frequência das precipitações sobre a bacia contribuinte, sendo essas expressas sob forma de tabelas ou equações. As curvas IDF fornecem a intensidade da precipitação para qualquer duração e período de retorno. A obtenção da altura de precipitação de projeto, portanto, é obtida pela multiplicação da intensidade obtida pela curva IDF com a duração da chuva de projeto, formando assim o hietograma de projeto necessário para estimar a cheia de projeto (SUDERHSA, 2002).

O método de Chicago para obtenção do hietograma de projeto atribui a cada intensidade do hietograma um mesmo período de retorno. Considera como parâmetro a posição relativa ao pico de intensidade na duração do

evento, que varia de 0 a 1 e abrange todo o evento de tormenta. A título de exemplificação, no caso de o referido pico ocorrer em 0,5, este se dá por representação gráfica exatamente na metade da duração do evento analisado (SUDERHSA, 2002).

As equações (9) e (10) representam o método de Chicago para o período anterior e posterior ao pico, respectivamente:

$$i = \frac{aT^b \times \left[ (1-d) \frac{\gamma \times td - t}{\gamma} + c \right]}{\left( \frac{\gamma \times td - t}{\gamma} + c \right)} \quad (9)$$

$$i = \frac{aT^b \times \left[ (1-d) \frac{t - \gamma \times td}{(1-\gamma)} + c \right]}{\left( \frac{t - \gamma \times td}{(1-\gamma)} + c \right)} \quad (10)$$

Onde  $i$  é a intensidade da chuva do hietograma de Chicago (variável diversa da intensidade  $i$  da IDF), em mm/h;  $T$  é o período de retorno, em anos;  $t$  é a variável tempo, em min;  $\gamma$  é o parâmetro de posição do pico;  $td$  é a duração da chuva, em min; e  $a$ ,  $b$ ,  $c$ , e  $d$  são os parâmetros da IDF.

No método dos blocos alternados as intensidades médias são definidas para cada duração até a duração total. E são transformadas em alturas de chuva acumulada até o último intervalo. Os valores incrementais são alocados em intervalos alternados. Assim, o maior valor situa-se no centro e os demais, de forma decrescente, são dispostos à direita e à esquerda do pico, de modo alternado (REIS, 2018).

O método do hietograma triangular, proposto por Yen & Chow (1980) é baseado em uma análise da forma de um hietograma em distribuição triangular da chuva. Assim como no caso do método de Chicago, é necessário que se estime um coeficiente que defina a posição do pico de chuva, o qual é estimado por meio da análise de eventos de cheias históricos. Definida a alocação da intensidade de pico, é representado linearmente até zerar, à direita e à esquerda, formando um triângulo. (SILVEIRA et al. 2000). As figuras 5, 6 e 7 apresentam a representação dos três métodos.



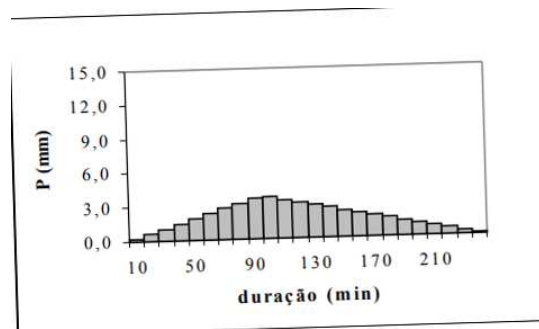


FIGURA 5 - HIETOGRAMA DE PROJETO – MÉTODO TRIANGULAR

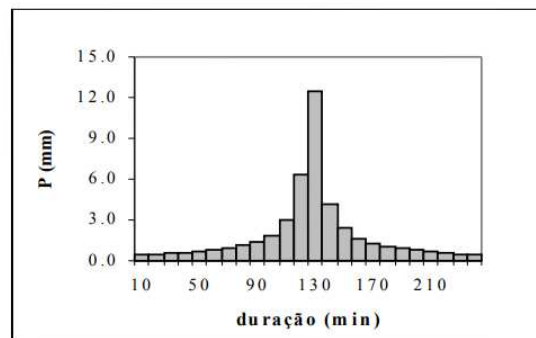


FIGURA 6 - HIETOGRAMA DE PROJETO – MÉTODO DOS BLOCOS ALTERNADOS

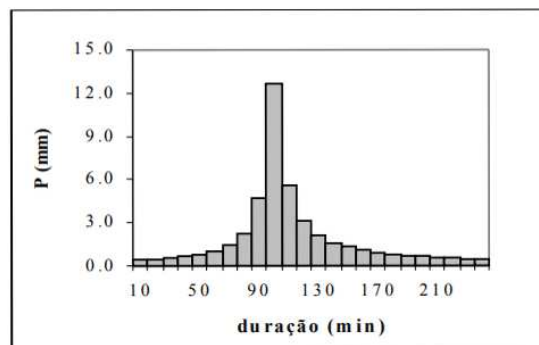


FIGURA 7 - HIETOGRAMA DE PROJETO – MÉTODO DE CHICAGO

Outro método para obtenção do hietograma de projeto, como mencionado, está relacionado ao método determinístico de Precipitação Máxima Provável (PMP).

Segundo Souza (2006), o método PMP parte de informações históricas da bacia com o objetivo de se obter o evento extremo para a duração desejada. Estudos de PMP devem contar com o apoio de meteorologistas. Alguns dos métodos utilizados para maximização para obtenção da PMP, segundo Eletrobrás (1987) são: (i) Transposição de tempestades ocorridas em outras bacias, levando-se em conta diferenças físicas, declividade, barreiras orográficas, dentre outros fatores; (ii) Maximização da umidade disponível em

um evento de precipitação histórica, em que se utilizam séries de pontos de orvalho de postos hidrometeorológicos situados nas “regiões fonte” de umidade para as tempestades na bacia (sendo este um método recomendado pela WMO); (iii) maximização sequencial através da combinação de tempestades históricas em ordem decrescente dos eventos, considerado meteorologicamente possível de ocorrer e que seja considerado crítico, para a formação das cheias no local do barramento e; (iv) maximização espacial, que consiste na modificação da localização das tempestades dentro da bacia, com o objetivo de estabelecer condições extremas para a formação de cheias (SOUZA, 2006).

Ainda, é possível se estimar o hietograma de projeto através de método probabilístico. Carvalho (2000), realizou análise de diversas estações pluviométricas no estado do Paraná e concluiu que a distribuição de Gumbel consiste em um modelo adequado para a análise de frequência de chuva. Holtz et al. (1976) também optou por uma distribuição de Gumbel para chuvas intensas de 1 a 6 dias de duração.

Um dado importante para estimativa do hietograma de projeto se refere ao tempo de concentração da bacia hidrográfica. Segundo Santos (2010), a determinação do tempo de concentração é imprescindível para a determinação das vazões de projeto a partir de dados de chuva. O tempo de concentração é definido como o intervalo de tempo contado desde o início da precipitação até o momento em que toda a bacia hidrográfica contribua para o escoamento, numa dada seção (VILLELA E MATOS, 1975).

Uma ocorrência de chuva tende a ter menor intensidade quanto maior for sua duração, deste modo, considera-se que as chuvas que potencialmente podem causar as maiores vazões em uma bacia hidrográfica sejam as chuvas cuja duração seja igual ao tempo de concentração da bacia (SANTOS, 2010).

A definição do intervalo de discretização da precipitação acumulada estimada por Gumbel depende da área de drenagem do local de interesse e do tempo de concentração da bacia hidrográfica.

Mahunguana e Bravo (2015), pontuando as limitações e incertezas na estimativa da precipitação de projeto que, conseqüentemente, podem afetar significativamente resultados, avaliaram, além da discretização espacial da bacia, os efeitos da discretização temporal e posição do pico do hietograma de

projeto. Verificou-se a elevada influência da posição do pico do hietograma de projeto no hidrograma, o que pode influenciar significativamente no resultado da vazão de pico.

Silveira et al. (2000) em seu estudo de caso para a cidade de Porto Alegre, utilizaram metodologias tradicionais de obtenção do hietograma de projeto desenvolvidas em outros países para avaliar a aplicabilidade destes para uso na gestão de recursos hídricos para a cidade de Porto Alegre. Sendo, dentre eles, os citados método de Chicago, blocos alternados e triangular. As vazões de pico foram comparadas a valores observados com ajustes estatísticos para diferentes períodos de retorno. O estudo verificou que para pequenas áreas e tempos de retorno pequenos, os resultados foram significativamente aderentes, com pequenas superestimações e até ocorrência de cheia subestimada, comprovando sua aplicabilidade. Contudo, para tempos de retorno maiores, verificou-se que a utilização de hietogramas de projeto superestimou significativamente as vazões de pico.

### 1.5. ABORDAGEM DIRETA

Uma distribuição teórica de probabilidade é aquela que faz ponte entre a distribuição empírica (distribuição conhecida) e a distribuição populacional (que é a que se deseja obter) (TUCCI, 1993). Assim, a distribuição de probabilidade teórica permite a extrapolação para a análise do tempo de ocorrência superior ao observado (ALVES et al., 2013).

Estudos de análise de frequência de cheia vem sendo realizadas desde 1914 (HAZEN, 1914). A distribuição log-normal (HAZEN, 1921) foi desenvolvida no intuito de estimar valores de cheias.

Uma distribuição de probabilidade bastante utilizada é a Log-Pearson 3 (LP3), tendo estudos feitos inicialmente com a distribuição Pearson 3 (FOSTER, 1924), foi desenvolvida por Beard (1962). A distribuição LP3 tem seu uso amplamente recomendado para estudos de frequência de cheias nos Estados Unidos da América, especificamente para uso de agências federais dos EUA, com a justificativa de fornecer uma aproximação uniforme na análise de frequência de cheias no país.

Outras distribuições comumente utilizadas são Gumbel (GUMBEL, 1941) e GEV (JERKINSON, 1955). A distribuição de Gumbel trata-se de um caso particular da distribuição GEV, em que o parâmetro de forma é igualado a zero.

Segundo Santos (2012), são métodos que visam estimar cheias associadas a um período de recorrência definido, baseado em registros históricos de eventos de cheia. É uma ferramenta que pode ser utilizada quando na presença de dados fluviométricos adequados, com um período disponível de série histórica razoavelmente grande, pois, neste caso, diminuem-se as incertezas relacionadas ao método indireto, principalmente em relação às relacionadas aos modelos hidrológicos de transformação chuva-vazão. Na aplicação de modelos probabilísticos para determinação da vazão de projeto, quanto maior a série de dados históricos, maior a segurança do modelo, uma vez que os eventos extremos, como grandes vazões, estão diretamente relacionados ao período de retorno.

A melhor distribuição de probabilidade a ser ajustada para estimativa da cheia de projeto varia de acordo com as características físicas, geográficas, topográficas e climáticas da área de estudo (COSTA e FERNANDES, 2015). Ainda, verifica-se que muitos estudos têm utilizado distribuição LN2, LN3 bem como a distribuição Log-Pearson Tipo III (LP3) para estimativa de cheias (CARUSO et al., 2013). Segundo Martins (2008), a distribuição de eventos extremos generalizada (GEV), vem sendo frequentemente utilizada em estudos hidrológicos.

Cassalho et al. (2017) desenvolveram, com auxílio de técnicas baseadas em Momentos Lineares (MOM-L), um método de regionalização, estimando em seu estudo de caso vazões máximas para diferentes tempos de retorno. O estudo utilizou diferentes famílias de distribuição estatísticas, sendo elas a distribuição Log-Normal LN2, Gumbel, Gamma, GEV e Kappa. A ferramenta mostrou-se promissora para cheias de projeto de períodos de retorno de até 100 anos.

Smith et al (2014) realizaram um estudo de cheias, incluindo mudanças climáticas e aplicando a distribuição GEV aliada a uma versão do modelo HBV

desenvolvida por Seibert (2005), para comparar as múltiplas abordagens para estimativa de cheias até o ano de 2099. Eles constataram a necessidade da incorporação de diferentes abordagens simultâneas quando se trata de estudos de inundação, considerando a grande variabilidade entre as mudanças climáticas projetadas. Verificaram que, quando várias fontes de incerteza são contabilizadas, as projeções de vazão se amplificam, e chamam atenção quanto ao papel de estudos que são conduzidos sob a ótica de cenários. Além disso, o estudo verifica que há incertezas significativas associadas às estimativas do período de retorno sob as condições climáticas atuais.

Oliveira (2014), em sua análise hidrológica das cheias excepcionais ocorridas nos rios Mundaú e Paraíba do Meio, verificou que a cheia ocorrida de magnitude não antes registrada nos dados históricos, utilizando-se da distribuição LN2, chegou a um tempo de retorno para a cheia máxima registrada da ordem de 167 anos para a bacia do rio Mundaú.

#### 1.5.1. Estimativa de parâmetros de distribuições estatísticas

De modo que seja possível definir as distribuições de probabilidade, é necessário que se escolha corretamente o melhor método para estimativa dos parâmetros.

Dentre os métodos mais conhecidos, se apresentam o método dos Momentos (MOM), método da máxima verossimilhança (MMV) e método dos Momentos Lineares (MOM-L).

Segundo Santos (2012), o MOM é o método de estimação mais simples, mas também pode constar como deficiente, comparativamente entre os demais, devido à alta sensibilidade à *outliers*, sendo os estimadores em geral menos eficientes. Particularmente para o parâmetro de forma, a tendenciosidade e a variância amostrais são consideráveis (LOUCKS et al., 1981). No entanto, em alguns casos particulares podem ser equivalentes aos estimadores de outros métodos.

Os estimadores de máxima verossimilhança, por sua vez, são de uso mais popular devido às suas propriedades assintóticas altamente desejáveis. Essas propriedades são a sua consistência e invariância, mesmo para

amostras finitas e a sua não tendenciosidade e mínima variância assintóticas, além de serem assintoticamente normalmente distribuídos. Um ponto de atenção para o método MMV se trata de propriedades assintóticas serem válidas apenas para grandes amostras. Para pequenas amostras, outros estimadores (em particular os resultantes do método dos momentos lineares) podem ser mais robustos, como foi mostrado por Hosking (1985, 1987) (SANTOS, 2012).

Hosking (1986) apresentou uma extensa pesquisa de propriedades estatísticas de estimadores PWM e momentos Lineares (MOM-L) para muitas distribuições. Verificou-se um bom desempenho para MOM-L, sendo tão bom quanto os resultados obtidos por MMV, contudo, se destacando por sua maior facilidade de aplicação. Em pequenas amostras, MOM-L se mostrou ainda melhor que MMV sendo seu uso particularmente recomendado para a distribuição GEV (SANTOS, 2012). É recomendado e vantajoso a utilização de estimadores não tendenciosos (FILL, 1994); (STEDINGER et al.; 1993).

## 1.6. RESUMO DO CAPÍTULO

O presente capítulo contextualizou as diferentes abordagens para determinação da cheia de projeto. Verificou-se a abordagem empírica para bacias com escassez de dados, abordagem indireta, a qual se estima a vazão de projeto a partir de hietogramas de projeto aliados a um modelo do tipo chuva-vazão. Foram apresentados alguns dos modelos usuais para este fim, bem como estimativas empíricas, determinísticas e estatística para obtenção do hietograma de projeto. Esta abordagem permite não somente a estimativa de vazões de projeto, como também o hidrograma completo do evento de cheia. Também se apresentou a abordagem direta, que consiste na determinação da cheia de projeto através da análise de frequência de vazões máximas para diferentes períodos de retorno. Foram mostradas algumas das distribuições de probabilidade aplicadas a estudos hidrológicos. Por fim, apresentam-se alguns dos métodos utilizados para estimativa de parâmetros.

Conforme apresentado, o presente estudo consiste na estimativa de vazão de projeto por abordagem indireta com emprego de método estatístico e

abordagem direta. O modelo hidrológico chuva-vazão escolhido foi o modelo HBV, pois se mostrou um modelo versátil, o qual pode permitir a aplicação em bacias brasileiras.

Para estimativa do hietograma de projeto, verifica-se o ajuste de probabilidade de Gumbel para estimativa das precipitações acumuladas.

Na abordagem direta, dentre os ajustes de probabilidade apresentados, será utilizada a Generalizada de Eventos Extremos (GEV).

## 2. MÉTODOS DE ANÁLISE

Conforme apresentado no capítulo 1.7., é aplicado o modelo HBV como ferramenta para estimativa do hidrograma e vazões de projeto pela abordagem indireta. No capítulo que segue, além do modelo HBV, são apresentadas as distribuições GEV e Gumbel, que são utilizadas para estimativa da vazão de projeto pela abordagem direta e na abordagem indireta, respectivamente, para a determinação das chuvas de projeto para diferentes períodos de retorno. Também é apresentado o critério para escolha da melhor distribuição utilizada neste estudo, bem como método proposto para estimativa do hietograma de projeto.

### 2.1. MODELO HBV

Segundo Seibert & Vis (2012), o modelo HBV é um modelo chuva-vazão conceitual, semi-distribuído. Isto é, uma bacia hidrográfica pode ser separada em diferentes zonas homogêneas, bem como em diferentes sub-bacias.

O modelo consiste em diferentes rotinas e simula descargas de captação, geralmente em uma etapa diária, com base em séries temporais de precipitação e temperatura do ar, além de estimativas das taxas mensais de evaporação potencial de longo prazo. Sua versatilidade permite a previsão desde áreas com incidência de neve, bem como regiões de diferentes declividades.

O modelo HBV é estruturado em quatro rotinas principais conforme Figura 8: (i) rotina de neve; (ii) rotina de solo; (iii) rotina de base ou escoamento subterrâneo e; (iv) rotina de percurso ou escoamento superficial. Na rotina de neve, o acúmulo de neve e o degelo são calculados pelo método de graus-dia. Verifica-se que a temperatura, apesar de ser um dado facultativo para o HBV, em regiões de ocorrência de neve, trata-se de um dado essencial para o modelo. Considerando a realidade brasileira, onde praticamente não há neve, a temperatura pode servir como auxílio na determinação dos valores de evapotranspiração potencial apenas para os casos em que as informações referentes a evapotranspiração potencial apresentem inconsistências significativas, sendo a temperatura, portanto, um dado de entrada não utilizado



no presente estudo para calibração do modelo, dado o fato de ser uma informação facultativa. Na rotina do solo, a recarga das águas subterrâneas e a evaporação real são simuladas como funções do armazenamento real da água. Na rotina de resposta (ou águas subterrâneas), o escoamento é calculado como uma função do armazenamento de água. Finalmente, na rotina de percurso ou escoamento superficial, uma função de ponderação triangular é usada para simular o volume de escoamento superficial até a saída da bacia hidrográfica.



Figura 8 – ESQUEMA DE ROTINA DO MODELO HBV (SEIBERT & VIS, 2012)

O modelo HBV possui diversas versões adaptadas à necessidade do hidrólogo que esteja desenvolvendo o estudo e às características da bacia estudada. A versão utilizada no presente estudo se refere ao “HBV-light”, uma versão “leve” do modelo HBV, desenvolvida por Seibert (2005), que mantém todas as principais características do modelo HBV original.

O modelo HBV é alimentado com dados diários de precipitação, vazão e para o caso de ocorrência de neve, temperatura média diária ocorrida na bacia. Ainda, o modelo necessita ser alimentado com valores médios mensais de evapotranspiração potencial da bacia estudada. Os dados de entrada de vazão, chuva e evapotranspiração são apresentados no capítulo 3 deste estudo. A seguir, são apresentadas as equações para se chegar à vazão simulada pelo modelo.

O HBV-light possui uma etapa inicial de “aquecimento”, bem como uma análise de temperatura para estimativa adequada da velocidade de escoamento da precipitação a partir da neve. Considerando que o presente estudo visa calibrar o modelo para o trecho inicial da bacia do rio Iguaçu, local onde não existe incidência de neve, os dados de temperatura, bem como os efeitos no retardamento para contribuição da neve no escoamento superficial, não são considerados neste estudo. Para conferir a formulação completa do modelo HBV-light para aplicação em bacias cuja incidência de neve é frequente, mais detalhes podem ser obtidos em Seibert & Vis (2012).

Os parâmetros considerados neste estudo, bem como sua descrição e devido detalhamento e equações são apresentados na tabela 4 e a seguir, sendo que os valores apresentados dos parâmetros definem seus limites mínimos e máximos para calibração. As unidades se encontram em escala diária, sendo necessário adaptações para estudos de escalas mensais ou horárias. Também foram excluídos os parâmetros que se referem à contribuição de neve na precipitação, bem como de correção da evapotranspiração a partir da temperatura, considerando a não utilização deste dado para a bacia estudada, o que não afetará na calibração do modelo.

TABELA 4 – PARÂMETROS E LIMITES DO MODELO HBV (SEIBERT & VIS, 2012)

<b>Parâmetro</b>	<b>Sigla</b>	<b>MIN</b>	<b>MAX</b>
Umidade máxima do solo (mm)	PFC	25	600
Limite da evapotranspiração potencial (mm)	PLP	0,3	1
Parâmetro de rotina de solo (-)	PBETA	0,1	10
Taxa máxima de recarga entre res. superior e inferior (mm/d)	PPERC	0,01	500
Limite da zona superior (mm)	PUZL	0	1000
Coeficiente de Recessão do reservatório superior ( $d^{-1}$ )	PK0	0	1
Coeficiente de Recessão do reservatório superior ( $d^{-1}$ )	PK1	0	1
Coeficiente de Recessão do reservatório Inferior ( $d^{-1}$ )	PK2	0	1
Transformação do escoamento (mm/d)	PMAXBAS	1	10

O modelo HBV-light inicia-se, para este estudo, sem considerar a rotina de neve do modelo, supondo que toda a chuva entra no solo em um determinado intervalo de tempo  $I(t)$ , volume de chuva este utilizado no cálculo da parcela da vazão que contribuirá com o escoamento subterrâneo  $F(t)$ , parte restante de  $P(t)$  é adicionada a um reservatório de solo. A divisão é uma função da razão entre o conteúdo atual de água do reservatório de solo ( $SSOIL(t)$ , mm) e seu valor máximo ( $PFC$ , mm) elevado a um expoente PBETA, um

parâmetro adimensional de calibração do modelo, cujo valor varia de 0,1 a 10, a depender das características físicas da bacia (Eq. 11). A evaporação real do reservatório de solo ( $E_{act}$ ) é igual à evaporação potencial ( $E_{pot}$ ) se o  $SSOIL/PFC$  estiver acima do  $PLP.PFC$ , enquanto uma redução linear é usada quando o  $SSOIL/PFC$  estiver abaixo desse valor (Eq. 12).

$$\frac{F(t)}{I(t)} = \left( \frac{SSOIL(t)}{PFC} \right)^{PBETA} \quad (11)$$

$$E_{act} = E_{pot} \cdot \min \left( \frac{SSOIL(t)}{PFC.PLP}, 1 \right) \quad (12)$$

A recarga de água subterrânea é adicionada ao reservatório subterrâneo superior ( $SUZ$ ).  $PPERC$  define a taxa máxima de percolação do reservatório subterrâneo superior para o inferior ( $SLZ$ ). O escoamento dos reservatórios subterrâneos ( $QGW$ ) é calculado como a soma de duas ou três equações de vazão linear ( $PK0$ ,  $PK1$  e  $PK2$ ), dependendo de  $SUZ$  estar acima de um valor limite,  $PUZL$  ou não (Eq. 13). Este escoamento é finalmente transformado por uma função de ponderação triangular definida pelo parâmetro  $PMAXBAS$  (Eq. 14) para obter o escoamento simulado.

$$QGW(t) = PK2 \cdot SLZ + PK1 \cdot SUZ + PK0 \cdot \max(SUZ - PUZL, 0) \quad (13)$$

$$Qsim(t) = \sum_{i=1}^{PMAXBAS} c(i) \cdot QGW(t - i + 1) \quad (14)$$

Onde:

$$c(i) = \int_{i-1}^i \frac{2}{PMAXBAS} - \left| u - \frac{PMAXBAS}{2} \right| \frac{4}{P^2 MAXBAS} du \quad (15)$$

Ainda, o modelo prevê uma análise de ajuste da evapotranspiração potencial da bacia, a partir dos valores de temperatura alimentados obrigatoriamente em caso de presença de neve. Para mais detalhes quanto ao emprego de temperatura no HBV-light, bem como seus efeitos nos ajustes de evapotranspiração, sugere-se consultar Seibert & Vis (2012).

O modelo HBV em sua versão leve utiliza a função objetivo Nash-Sutcliffe (NS) para calibração dos parâmetros. Neste estudo, além da função-objetivo Nash-Sutcliffe (NS), são utilizados os erros de vazão de pico e erro de volume do hidrograma de cheia. Tais funções auxiliam na obtenção dos parâmetros ótimos de simulação. É importante ressaltar que as funções-objetivo reproduzem a qualidade dos dados gerados (como melhor parâmetro em cheias, melhor parâmetro em período de recessão, por exemplo), possibilitando ao hidrólogo na análise de sensibilidade dos parâmetros, até que se alcance os valores que melhor aproximem os valores observados dos simulados, no período de calibração e permitindo validar o modelo, no período de verificação. As equações (16), (17) e (18) apresentam as funções-objetivo citadas.

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=0}^n (Q_{obs,i} - Q_{sim,i})^2}{\sum_{i=0}^n (Q_{obs,i} - Q_{med,obs})^2} \quad (16)$$

$$ERQ = \frac{Q_{picoobs}}{Q_{picosim}} \quad (17)$$

$$ERV = \frac{V_{obs}}{V_{sim}} \quad (18)$$

Sendo:

$NS$  : Coeficiente de Nash\_Sutcliffe;

$Q_{obs,i}$  : Vazão observada, em m<sup>3</sup>/s;

$Q_{sim,i}$  : Vazão simulada, em m<sup>3</sup>/s;

$Q_{med,obs}$  : Vazão média observada, em m<sup>3</sup>/s;

$Q_{picoobs}$  : Vazão máxima observada, em m<sup>3</sup>/s;

$Q_{picosim}$  : Vazão máxima simulada, em m<sup>3</sup>/s;

$V_{obs}$  : Volume do hidrograma observado, em m<sup>3</sup>/s;

$V_{sim}$  : Volume do hidrograma simulado, em m<sup>3</sup>/s;

## 2.2. DISTRIBUIÇÕES DE PROBABILIDADE

Conforme apresentado, as distribuições de probabilidade selecionadas para o estudo são Gumbel (precipitação) e GEV (Vazões máximas). Nos capítulos que seguem, são detalhadas as referidas distribuições.

### 2.2.1. Distribuição de Gumbel

Segundo Naghettini e Pinto (2007), a distribuição de Gumbel também é denominada distribuição de valores extremos do Tipo I. Refere-se à forma assintótica limite do máximo de um conjunto de  $N$  variáveis aleatórias originais  $\{X_1, X_2, \dots, X_N\}$ , independentes e igualmente distribuídas conforme um modelo  $f_X(X)$ , de cauda superior exponencial. Com aplicações na determinação de relações intensidade-duração-frequência de precipitações intensas e estudos de vazões de enchentes. A função densidade da distribuição de Gumbel é:

$$f_X(X) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[ -\frac{x-\beta}{\alpha} - \exp \left( -\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right] \quad (19)$$

Onde,  $\alpha$  representa o parâmetro de escala e  $\beta$  o parâmetro de posição; observa-se que  $\beta$  também é a moda de  $X$ .

A distribuição acumulada resulta:

$$f(x) = \exp \left[ -\exp \left( -\frac{x-\beta}{\alpha} \right) \right] \quad (20)$$

O valor esperado, a variância e o coeficiente de assimetria de  $X$  são, respectivamente:

$$E[X] = \beta + 0,5772\alpha \quad (21)$$

$$Var[X] = \sigma_y^2 = \frac{\pi^2 \alpha^2}{6} \quad (22)$$

$$\gamma = 1,1396 \quad (23)$$

Observa-se, portanto, que a distribuição Gumbel possui um coeficiente de assimetria constante.

O quantil da distribuição Gumbel é dado pela equação (23):

$$x(T) = \beta - \alpha \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T} \right) \right] \quad (24)$$

Na qual  $T$  representa o período de retorno em anos.

Neste trabalho, os parâmetros são determinados pelo método dos momentos L, conforme equações (24) e (25):

$$\lambda_1 = E[X] = \beta + 0,5772\alpha \quad (25)$$

$$\lambda_2 = \alpha \ln 2 \quad (26)$$

Invertendo as equações (25) e (26) obtém-se os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ .

### 2.2.2. Distribuição generalizada de eventos extremos (GEV)

A distribuição GEV é uma família de distribuições de probabilidade que incorpora as distribuições de Gumbel, Fréchet e Weibull, todas elas sendo distribuições de máximas (NAGHETTINI e PINTO, 2007). A função GEV possui três parâmetros: forma, escala e posição. Uma distribuição com maior número de parâmetros flexíveis terá melhor ajuste na modelagem de dados que uma distribuição com menor número de parâmetros (MILLINGTON et al. 2011). O parâmetro de forma representa a posição onde a maioria dos dados está concentrada e descreve o seu grau de assimetria. O parâmetro de escala descreve o espelhamento da distribuição (ALVES et al., 2013).

A função densidade da distribuição GEV é:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left[ 1 + k \frac{(x-\beta)}{\alpha} \right]^{-\frac{1}{\alpha}-1} e^{\left\{ - \left[ 1 + k \frac{(x-\beta)}{\alpha} \right]^{-\frac{1}{k}} \right\}} \text{ para } k \neq 0 \quad (27)$$

Onde:

$\beta$ : Parâmetro de posição;

$\alpha$ : Parâmetro de escala;

$k$ : Parâmetro de forma;

O valor esperado e a variância são, respectivamente:

$$E(x) = \beta + \frac{\alpha}{k} [1 - \Gamma(1 + k)] \quad (28)$$

$$Var(x) = \left(\frac{\alpha}{k}\right)^2 [\Gamma(1 + 2k) - \Gamma^2(1 + k)] \quad (29)$$

Onde  $\Gamma(z)$  representa a função gama definida por:

$$\Gamma(z) = \int_0^{\infty} x^{z-1} e^{-x} dx \quad (30)$$

Os quantis da distribuição GEV se apresentam em função da probabilidade acumulada  $p$ , bem como dos parâmetros desta, conforme expresso por:

$$x_p = \beta + \frac{\alpha}{k} \{1 - [-\ln(p)]^k\} \text{ para } k \neq 0 \quad (31)$$

Os MOM-L são dados por:

$$\lambda_1 = \beta + \frac{\alpha}{k} [1 - \Gamma(1 + k)] \quad (32)$$

$$\lambda_2 = (1 - 2^{-k})\Gamma(1 + k)\frac{\alpha}{k} \quad (33)$$

$$\tau_3 = \frac{2(1-3^{-k})}{1-2^{-k}} - 3 \quad (34)$$

Sendo assim, o quantil, em função dos momentos lineares, é definido por:

$$x_p = \lambda_1 + \frac{\lambda_2}{1-2^{-k}} \left[1 - \frac{[-\ln(p)]^k}{\Gamma(1+k)}\right] \text{ para } k \neq 0 \quad (35)$$

O parâmetro de forma  $k$ , tal como proposto por Hosking et al. (1985) é calculado por:

$$\hat{k} = 7,859c + 2,9554c^2 \quad (36)$$

Sendo:

$$c = \frac{2\lambda_2}{\lambda_3 + 3\lambda_2} - \frac{\ln(2)}{\ln(3)} = \frac{2}{\tau_3 + 3} - 0,6309 \quad (37)$$

### 2.2.3. Método de escolha da melhor distribuição

Segundo Santos (2012), a adoção da melhor distribuição de probabilidade aplicada a um estudo pode ser feita por um dos cinco critérios básicos: (i) Teoremas gerais da estatística; (ii) Melhor ajuste aos dados observados (testes de aderência); (iii) legislação e recomendação de órgãos colegiados; (iv) robustez e; (v) valor mais conservador.

Para o primeiro critério, dos teoremas gerais, Santos (2012) conclui que as distribuições assintóticas de extremos não podem ser utilizadas com base apenas no contexto teórico. Porém, podem ser e são de fato utilizadas em função de outros critérios de escolha.

O segundo critério, dos testes de aderência, se baseia na comparação através de testes de aderência do tipo Qui-Quadrado e Kolmogorov Smirnov (KS), por exemplo. A escolha por este critério demanda certa atenção, devido a eventuais erros oriundos da presença de *outliers*, contudo, foi durante muito tempo um critério bastante utilizado em estudos hidrológicos para seleção da melhor distribuição de probabilidade (FILL, 1981).

O teste de aderência Kolmogorov-Smirnov (KS) trata-se de um teste não paramétrico realizado pela diferença entre as frequências observadas e as frequências teóricas. A equação 38 apresenta o teste KS:

$$\Delta F_{calculado} = |F_{observado} - F_{teórico}| \quad (38)$$



O teste de aderência Qui-Quadrado é um rigoroso teste que é estimado pelo somatório do quadrado dos desvios das frequências. A comparação entre as frequências observadas e teóricas é feita através da equação 39:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(fo-ft)^2}{ft} \quad (39)$$

Onde  $n$  representa o número de classes,  $fo$  frequências observadas e  $ft$  frequências teóricas.

O terceiro critério, das legislações, é ainda muito utilizado em diversos países como EUA e Austrália, que utilizam como recomendação a distribuição LP3, porém, sofre críticas da comunidade acadêmica (WALLIS, 1980).

O quarto critério, do valor mais conservador, tem recebido recentemente bastante aceitação. Para tanto, é usual aplicar simulações de Monte Carlo na determinação dos valores desejados. Para vazões máximas o consenso é pelo uso do método GEV/PWM (distribuição GEV e estimativa de parâmetros via PWM, Momentos de Pesos Probabilísticos) com estimativa regional do parâmetro de forma  $k$ , principalmente em função de estudos de robustez (Lu, 1992; Fill, 1994), sendo a distribuição mais indicada para estudos hidrológicos relacionados a cheias de projeto (Martins, 2008). Do mesmo modo, no que tange à análise de precipitações, Carvalho (2000) concluiu que no estado do Paraná, a distribuição de Gumbel é um modelo apropriado para determinação das precipitações acumuladas para diferentes períodos de retorno.

Finalmente, quinto critério é escolhido no caso de projetos com consequências catastróficas de uma falha. Para estes, pode-se adotar um critério mais conservador, escolhendo o valor mais crítico para uma gama de distribuições. No presente trabalho, considerando tais questões, utiliza-se o critério (iv), ou seja, baseando-se em Fill (1994) e Carvalho (2000), serão utilizadas as distribuições GEV e Gumbel para estimativa das vazões de projeto e precipitações de projeto, respectivamente.

### 2.3. DETERMINAÇÃO DO HIETOGRAMA DE PROJETO.

Os hietogramas de projeto para diversos períodos de retorno, definidos para a abordagem indireta, foram definidos, nesta dissertação, de forma empírica, obedecendo os seguintes passos:

- 1) Seleção dos maiores eventos de cada ano, chuva e vazão.
- 2) Determinação da duração média  $t$  dos eventos dos episódios pluviais correspondentes às vazões máximas anuais.
- 3) Análise de frequência empírica por Kimbal e posterior ajuste pela distribuição de Gumbel aos totais precipitados de  $t$  dias de duração.
- 4) Escolha de um hietograma típico observado para a desagregação temporal da chuva em  $t$  dias tal que apresente graficamente uma boa resposta da bacia hidrográfica, isto é, uma boa relação entre chuva e vazão.
- 5) Obtenção dos hietogramas de projeto para diversos períodos de retorno com desagregação temporal proporcional ao hietograma típico observado.

#### 2.4. Resumo do Capítulo

Conforme apresentado, a estimativa da vazão de projeto é feita por método indireto e pelo método direto. No método indireto usa-se o modelo HBV como uma ferramenta para obtenção dos hidrogramas de projeto para diferentes períodos de retorno. Os dados de entrada para alimentar o modelo são chuva, vazão e evapotranspiração, esta última estimada por Ploszai (2020), pelo método de Thornthwaite cuja obtenção é apresentada no item 3. O HBV bem calibrado e verificado é alimentado por hietogramas de projeto pré-definidos pelo método proposto nesta dissertação. No método direto é ajustada a distribuição de GEV às vazões máximas anuais. Uma comparação será feita entre as vazões de pico obtidas pelos dois métodos.

### 3. ESTUDO DE CASO

#### 3.1. BACIA HIDROGRÁFICA

A bacia hidrográfica do rio Iguaçu está localizada na parte mais ao sul do estado do Paraná. Presente nos estados do Paraná e Santa Catarina, percorre da região metropolitana de Curitiba, denominado Alto Iguaçu, até sua foz, onde encontra o rio Paraná na fronteira com a Argentina, sendo um dos principais afluentes do rio Paraná.

A área de estudo compreende a primeira parcela da bacia do Rio Iguaçu, a montante de União da Vitória, em Fluvópolis. A área de drenagem da bacia hidrográfica é de 18.600 km<sup>2</sup> ou cerca de 27,84% da área de drenagem total da bacia do rio Iguaçu. A jusante de Fluvópolis estão instaladas as principais usinas hidrelétricas da bacia do rio Iguaçu. Contudo, devido a sua localização, Fluvópolis não sofre efeito de remanso oriundo de grandes reservatórios localizados a jusante.

Até a estação de Fluvópolis, localizada no segundo planalto, o rio apresenta meandros com amplas curvaturas e extensas várzeas. Sua entrada no segundo planalto, por meio da escarpa devoniana, entre Engenheiro Bley e Porto Amazonas, o transforma em rio de grandes corredeiras (MAACK, 1981). O rio Iguaçu até Fluvópolis é caracterizado por vales amplos e de baixa declividade, possibilitando o armazenamento de grandes volumes de água que, ao chegar em sua segunda parte, caracterizada por vales rochosos e estreitos, de queda acentuada, propicia a instalação de barramentos (MINE, 1998). A figura 6 mostra o perfil da bacia do rio Iguaçu até Foz do Areia, compreendendo inclusive a área de Fluvópolis, a montante de União da Vitória.

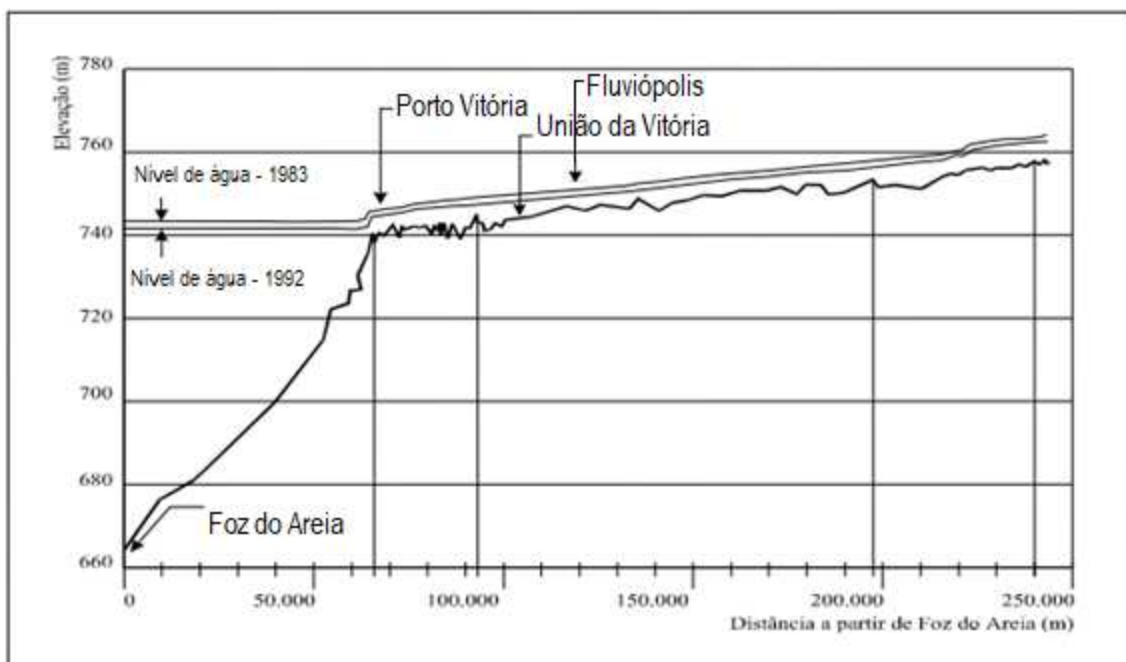


FIGURA 9 – PERFIL DO RIO IGUAÇU ATÉ FOZ DO AREIA (ADAPTADO DE MINE, 1998)

O referido trecho da bacia do Rio Iguaçu é de relevante interesse em estudos de cheia, tendo produzido diversos artigos na análise de cheias já ocorridas recentemente nos anos de 1983, 1992 e 2014 que ocasionaram enchentes nas cidades ribeirinhas à jusante de Fluvópolis, ocasionando em grandes perdas para a comunidade local.

Por conter a contribuição do Alto Iguaçu, caracteriza-se como uma área de elevado desmatamento e urbanização, com efeitos na impermeabilização do solo, seguida de uma área rural, com usos de solo para agricultura, além de área de vegetação nativa (DURÃES et al, 2016). A figura 9 apresenta o trecho da bacia foco do presente estudo.

### 3.2. DADOS NECESSÁRIOS PARA O ESTUDO

#### 3.2.1. Fluviometria

Os dados fluviométricos utilizados no estudo, tanto para os enfoques estatístico e determinístico são os da estação fluviométrica de Fluvópolis caracterizada na Tabela 5. São utilizadas vazões médias diárias no período 1976 a 2014. A figura 10 apresenta a área de drenagem de Fluvópolis.

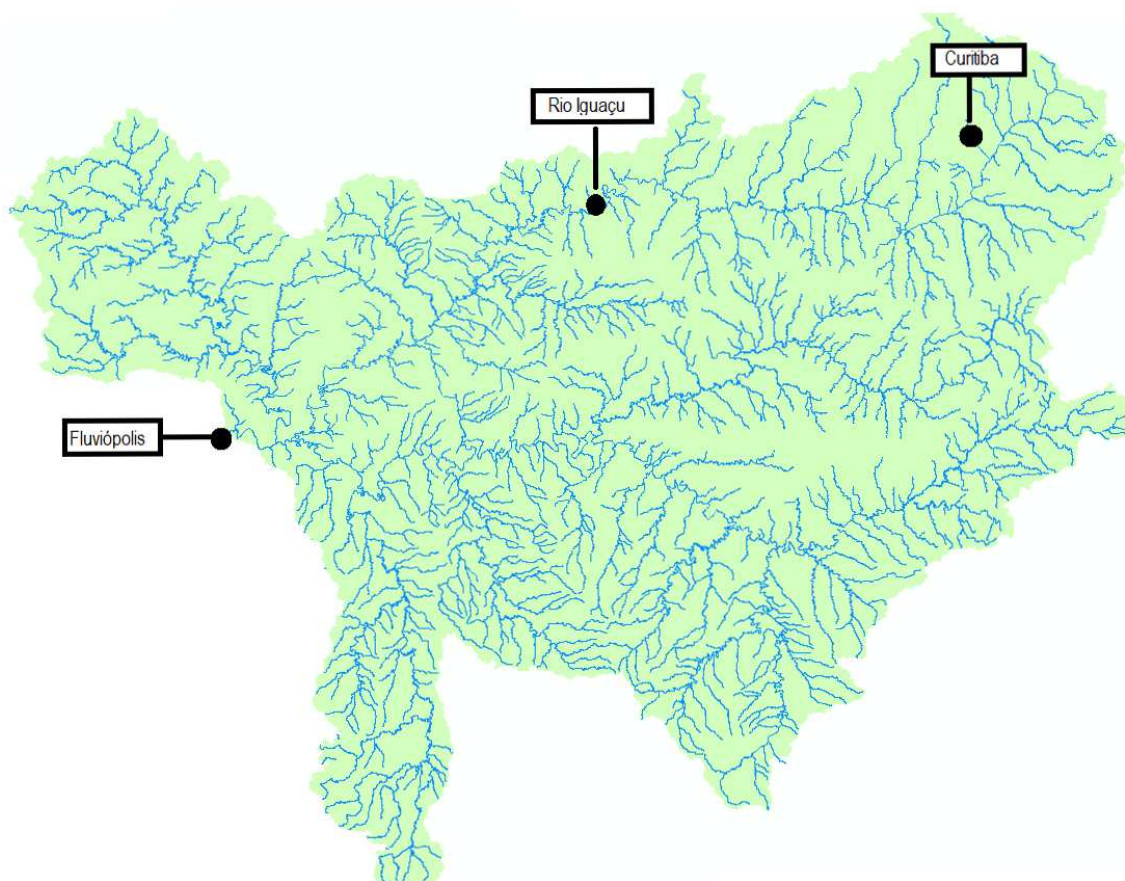


FIGURA 10 – ÁREA DE DRENAGEM DE FLUVIÓPOLIS

Para a abordagem estatística direta é construída uma série de vazões máximas anuais. Para a abordagem indireta são selecionados eventos de cheias para as fases de calibração e verificação do modelo HBV.

TABELA 5 – DESCRIÇÃO DA ESTAÇÃO DE FLUVIÓPOLIS

<b>Característica</b>	<b>Descrição</b>
<b>Código</b>	65220000
<b>Nome Estação</b>	FLUVIÓPOLIS
<b>Bacia</b>	6 - RIO PARANÁ
<b>SubBacia</b>	65
<b>Rio</b>	RIO IGUAÇU
<b>Estado</b>	PARANÁ
<b>Município</b>	SÃO MATEUS DO SUL
<b>Latitude</b>	26,0192 S
<b>Longitude</b>	50,5925 S
<b>Altitude</b>	770 m
<b>Área de Drenagem</b>	18600 km <sup>2</sup>
<b>Período</b>	Jan/1965 – Dez/2014

### 3.2.2. Pluviometria

Para estudos das chuvas relacionadas às vazões estudadas são utilizados os dados históricos das estações pluviométricas apresentadas na Tabela 6: O cálculo da chuva média na bacia foi realizado por meio do método de Thiessen. Foram estimados sete valores médios na bacia, baseados nos períodos comuns disponíveis dos postos pluviométricos, sendo três principais, relacionados ao período de disponibilidade de dados dos postos: i) primeiro período de 1976 até 1982; ii) segundo período de 1982 até 2010 e iii) terceiro período de 2010 até dezembro de 2014.

O período utilizado (1976-2015) é coincidente com o período disponível de vazões diárias, extraído do posto fluviométrico apresentado na tabela 2. Os outros quatro conjuntos de médias estimadas por Thiessen se referem a períodos específicos em que ocorreram indisponibilidade de dados por parte de algum dos postos, de modo que as médias estimadas atendam a todo o período de análise.

Os eventos de cheia da estação de Fluiópolis, apresentados por hidrogramas com seus respectivos hietogramas observados, podem ser conferidos no Apêndice A. Os valores médios estimados de Thiessen podem ser conferidos na tabela 9 apresentada no item 4.1.

TABELA 6 – DADOS DAS ESTAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS

<b>Estação</b>	<b>Código</b>	<b>Latitude</b>	<b>Longitude</b>	<b>Período</b>
Fluiópolis	2650006	-26,0192	- 50,5925	1982-2015
Pontilhão Ferrara	2550017	-25,9500	- 50,5667	1974-2019
Turvo	2550035	-25,7000	- 50,5167	1975-2019
Água Azul	2550032	-25,8203	- 50,1333	1975-2009
Pedra Lisa	2550028	-25,6972	- 50,0131	1975-2019
Itaiópolis	2649056	-26,3328	- 49,9272	1982-2019
Pedra Alta	2549059	-25,8000	- 49,8828	1975-2019
Contenda	2549040	-25,6800	- 49,5364	1974-2010
Quitandinha	2549061	-25,8550	- 49,5258	1982-2019
Mandirituba	2549062	-25,7764	- 49,3244	1974-2019
Campo Alegre	2649057	-26,1864	- 49,2733	1982-2015

### 3.2.3. Evapotranspiração

Ploszai (2020) calculou para o seu estudo os valores de evapotranspiração para diversas estações meteorológicas do Paraná, dentre elas a estação meteorológica de Fernandes Pinheiro, próxima a Fluiópolis.

O método utilizado para estimativa da evapotranspiração foi o de Thornthwaite (1948). Apesar de não ser o método mais robusto para estimativa da evapotranspiração na bacia, apresenta resultados razoáveis e seu uso se justifica por se tratar de estudos de cheia, em que a evapotranspiração tende a ter menor influência que em eventos de estiagem ou simulações de longo prazo.

As equações (40) a (43) apresentam o método de Thornthwaite:

$$ET_{oTh} = 16 \left( 10 \frac{T_i}{I} \right)^a, 0^\circ\text{C} \leq T_i \leq 26^\circ\text{C} \quad (40)$$

$$ET_{oTh} = -415,85 + 32,24T_i - 0,43T_i^2, T_i > 26^\circ\text{C} \quad (41)$$

Onde  $ET_{oTh}$  é a evapotranspiração de referência (mm/mês),  $T_i$  é a temperatura do ar média mensal ( $^\circ\text{C}$ ) e  $I$  é o índice térmico imposto pelo regime climático local, calculado por:

$$I = \sum_{n=1}^{12} (0,2T_i)^{1,514}, T \geq 0^\circ\text{C} \quad (42)$$

$$a = 6,75 \cdot 10^{-7}I^3 - 7,71 \cdot 10^{-5}I^2 + 1,7912 \cdot 10^{-2}I + 0,49239 \quad (43)$$

Onde  $i$  representa o mês do ano.

A tabela 7 apresenta os dados da estação meteorológica:

TABELA 7 - DADOS DA ESTAÇÃO METEOROLÓGICA FERNANDES PINHEIRO

<b>Descrição</b>	<b>Dado</b>
Código	2550025
Nome	Fernandes Pinheiro
Cidade	Fernandes Pinheiro
Latitude (°)	-25,27
Longitude (°)	-50,35
Altitude (m)	893,00
Instituto	IAPAR

Os dados meteorológicos foram disponibilizados pela IAPAR. Estimados os valores de Evapotranspiração Potencial observados, no período disponível (1976 - 2005) estimou-se o valor médio de longo termo mensal. A tabela 8 apresenta a evapotranspiração potencial por mês para Fernandes Pinheiro.

TABELA 8 - EVAPOTRANSPIRAÇÃO POTENCIAL MÉDIA DE LONGO TERMO MENSAL

<b>Mês</b>	<b>Evapotranspiração (mm)</b>
Janeiro	103,91
Fevereiro	90,32
Março	86,33
Abril	62,93
Maio	44,48
Junho	35,16
Julho	35,52
Agosto	44,68
Setembro	52,51
Outubro	71,34
Novembro	84,39
Dezembro	99,23



## 4. APLICAÇÃO

### 4.1. ESTRUTURA GERAL DO TRABALHO

De modo a facilitar o entendimento do trabalho, a figura 11 a seguir apresenta o fluxograma de execução, onde constam os caminhos seguidos para obtenção dos resultados e análise comparativa destes.

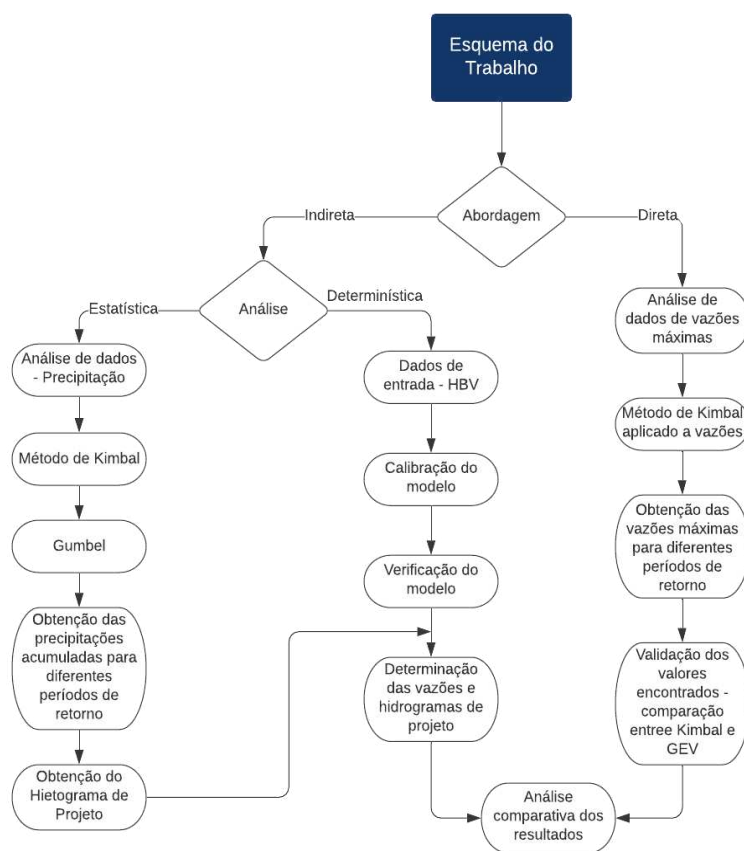


FIGURA 11 - FLUXOGRAMA DE ATIVIDADES

A abordagem indireta se divide em duas etapas: (i) análise estatística para estimativa de hietogramas de projeto e (ii) determinística, com aplicação do modelo HBV como ferramenta para estimativa das vazões de projeto.

(i) Análise estatística:

**I. Análise de dados – Precipitação**

Consiste na análise dos dados obtidos dos postos pluviométricos, estimativa da chuva média da área de drenagem e obtenção das precipitações acumuladas que ocasionaram as cheias máximas anuais. Resultados apresentados no capítulo 4 e apêndice B.

**II. Método de Kimbal**

Estimativa dos períodos de retorno das precipitações acumuladas observada por metodologia empírica.

**III. Método de Gumbel**

Pelo método da máxima verossimilhança, determinação dos parâmetros para a distribuição de Gumbel, comparação com os resultados obtidos por Kimbal para validação e determinação das precipitações acumuladas para diferentes períodos de retorno. Resultados apresentados no capítulo 4. Períodos de retorno selecionados: 2, 5, 10, 20, 30, 50, 85 e 100 anos. Valores estimados com base nos resultados obtidos do ajuste de Gumbel para as precipitações acumuladas observadas.

**IV. Obtenção de precipitações acumuladas para diferentes períodos de retorno**

Após bem definido o ajuste de distribuição de probabilidade, são estimados valores de precipitação acumuladas para os períodos de retorno apontados no item 3. Resultado apresentado na tabela 11.

**V. Obtenção de hietogramas de projeto**

Hietogramas obtidos por metodologia proposta neste trabalho. É esperado que os hietogramas estimados apresentados na tabela 12 atenda o comportamento esperado para a bacia estudada.

(ii) Análise Determinística

**I. Dados de entrada – Modelo HBV**

O modelo HBV, conforme apresentado no capítulo 2 deste trabalho, utiliza dados de precipitação, vazão e evapotranspiração para calibração do modelo. Os parâmetros buscam simular as características físicas reais da bacia

hidrográfica. Os dados de chuva e vazão são apresentados no capítulo 3 e apêndice B. Ainda, são selecionados dois períodos para calibração e cinco períodos para verificação do modelo. Os dados de evapotranspiração são apresentados no capítulo 3 e foram estimados com dados de temperatura fornecidos pela IAPAR.

## **II. Calibração do modelo**

São selecionados eventos de cheia máxima anual, baseados nos resultados apresentados no apêndice B, de eventos com hietogramas observados bem definidos para calibração do modelo HBV.

## **III. Verificação do modelo**

São selecionados eventos de cheia máxima anual, baseados nos resultados apresentados no apêndice B, de eventos com hietogramas observados melhor definidos entre os demais hidrogramas para verificação do modelo HBV.

## **IV. Determinação de vazões e hidrogramas de projeto**

Com o modelo HBV bem calibrado, espera-se alimentar o modelo com dados de entrada dos hietogramas de projeto definidos no item (i) para obtenção das vazões e hidrogramas de projeto.

A abordagem direta, por sua vez, busca analisar diretamente os dados de vazões máximas médias diárias anuais para obtenção das vazões de projeto para diferentes períodos de retorno. Como apresentado na figura 15, as etapas são:

### **I. Análise de dados – Vazão máxima**

Consiste na análise dos dados obtidos do posto fluviométrico do período disponível, dos eventos extremos anuais, em anos sem falhas, das vazões máximas. Resultados apresentados no capítulo 4 e apêndice A.

### **II. Método de Kimbal**

Estimativa dos períodos de retorno das vazões máximas observadas por metodologia empírica. Neste momento, é possível testar a hipótese de que o período de retorno para chuva é o mesmo que para vazões. Análise realizada no item 4.4.



Foram selecionadas as vazões máximas anuais e os hidrogramas correspondentes juntamente com os episódios pluviais que lhes deram origem. Os gráficos obtidos encontram-se no Apêndice B.

### 4.3. MÉTODO INDIRETO

Como apresentado, o método indireto consiste na obtenção da vazão de projeto, no caso deste estudo, evento de cheia, com enfoque na análise dos dados de chuva observados, os quais são utilizados para obtenção de hietogramas de projeto, que com o auxílio do modelo HBV, servirão para estimativa das vazões e do hidrograma de cheia para diferentes períodos de retorno.

#### 4.3.1. Hietograma de Projeto

Esta etapa consiste em analisar o comportamento de duração das precipitações que ocasionaram os eventos de vazão máxima anual. Verificou-se que a duração das chuvas, considerando seu início até o dia em que ocorre a vazão de pico, tem duração variável entre 15 e 25 dias.

São analisados os eventos de cheias máximas anuais, de 1976 até 2014 e verifica-se que as chuvas na área estudada apresentam, no período disponível de dados, de duração média de 19 dias. Esse foi o valor de referência utilizado para estimar os hietogramas de projeto.

Na sequência, separados os eventos extremos, calculou-se a precipitação acumulada de todos os anos, entre o início da ocorrência de precipitação até o momento em que ocorre a vazão de pico.

De posse das precipitações acumuladas observadas, organizam-se os dados em ordem decrescente e obtém-se os valores de frequência e tempo de retorno estimados pelo método de Kimbal dado pela equação (44)

$$Fr = \frac{m}{(1+N)} \quad (44)$$

Onde  $Fr$  é a frequência estimada,  $m$  o valor da posição da precipitação ordenada em decrescente da amostra e  $N$  o número total de eventos.

Conforme apresentado na seção 2 a distribuição de probabilidade selecionada para análise de frequência das precipitações acumuladas foi a distribuição de Gumbel. Os parâmetros foram estimados pelo método dos momentos L. Os valores dos parâmetros de escala e de locação obtidos foram respectivamente iguais  $\alpha=59,16$  e  $\beta= 181,12$ . A tabela 10 apresenta o tempo de retorno para as chuvas máximas históricas de 19 dias de duração. As figuras 19 e 20 apresentam a comparação entre a análises de frequência empírica (Kimbal) e teórica (Gumbel).

Verificada a análise de frequência de precipitação acumulada máxima, é possível se estimar as precipitações acumuladas que servirão para estimativa dos hietogramas de projeto para tais períodos.

Selecionados os períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 30, 50, 85 e 100 anos, estimou-se as precipitações acumuladas pela equação do quantil da distribuição de Gumbel. A tabela 11 apresenta as precipitações máximas anuais de 19 dias de duração usadas para a determinação dos hietogramas típicos.

Como apresentado no item 2.3, o hietograma de projeto é obtido por metodologia proposta nesta dissertação. Conforme análise dos hietogramas observados apresentados no Apêndice A, verifica-se que a cheia de 1992 é a que possui hietograma e respectivo hidrograma observados bem definidos e relacionados. A distribuição temporal deste hietograma foi usada para obtenção dos hietogramas de projeto para os vários períodos de retorno definidos nesta dissertação. A tabela 13 apresenta o resultado da metodologia proposta, cujos hietogramas de projeto se apresentam como dado de entrada para aplicação no método indireto e, com o auxílio do modelo HBV, proceder com a determinação da vazão de projeto e hidrograma de projeto. A determinação dos hietogramas de projeto seguiu os passos apresentados no item 2.3.

TABELA 10 – ANÁLISE DE FREQUÊNCIA DAS ALTURAS MÁXIMAS DE CHUVA DE 19 DIAS DE DURAÇÃO

Ano	Precip. (mm)	Análise de Frequência				
		Empírica			Gumbel	
		m	Fr	Tr (anos)	Pr	Tr (anos)
1992	444	1	0,0250	40	0,0117	86
1983	409	2	0,0500	20	0,0209	48
2014	360	3	0,0750	13	0,0474	21
1987	338	4	0,1000	10	0,0679	15
1993	333	5	0,1250	8	0,0743	13
1990	313	6	0,1500	7	0,1015	10
2005	287	7	0,1750	6	0,1534	7
1982	261	8	0,2000	5	0,2270	4
2013	237	9	0,2250	4,44	0,3211	3,11
1979	237	10	0,2500	4,00	0,3235	3,09
1997	224	11	0,2750	3,64	0,3862	2,59
1998	222	12	0,3000	3,33	0,3962	2,52
2004	218	13	0,3250	3,08	0,4169	2,40
2001	215	14	0,3500	2,86	0,4302	2,32
2010	213	15	0,3750	2,67	0,4435	2,25
2000	208	16	0,4000	2,50	0,4717	2,12
1976	206	17	0,4250	2,35	0,4819	2,08
2012	204	18	0,4500	2,22	0,4932	2,03
1995	203	19	0,4750	2,11	0,4975	2,01
2009	203	20	0,5000	2,00	0,4999	2,00
2003	198	21	0,5250	1,90	0,5279	1,89
1981	196	22	0,5500	1,82	0,5393	1,85
1996	194	23	0,5750	1,74	0,5534	1,81
2002	188	24	0,6000	1,67	0,5896	1,70
2008	187	25	0,6250	1,60	0,5935	1,68
2007	186	26	0,6500	1,54	0,5999	1,67
1989	186	27	0,6750	1,48	0,6020	1,66
1984	184	28	0,7000	1,43	0,6161	1,62
1980	172	29	0,7250	1,38	0,6889	1,45
2011	166	30	0,7500	1,33	0,7264	1,38
1999	157	31	0,7750	1,29	0,7785	1,28
1977	157	32	0,8000	1,25	0,7794	1,28
1986	155	33	0,8250	1,21	0,7903	1,27
1994	144	34	0,8500	1,18	0,8470	1,18
2006	133	35	0,8750	1,14	0,8948	1,12
1988	132	36	0,9000	1,11	0,8992	1,11
1985	129	37	0,9250	1,08	0,9113	1,10
1991	123	38	0,9500	1,05	0,9306	1,07
1978	76	39	0,9750	1,03	0,9974	1,00

Além disso, a título de demonstração, verifica-se que a distribuição de Gumbel se mostra aderente para a série de precipitações, em acordo com os testes KS e Qui-Quadrado apresentados na tabela 11.

TABELA 11 - TESTES DE ADERÊNCIA KS E QUI-QUADRADO

Kolmogorov Smirnov					
Nível de significância	20%	10%	5%	2%	1%
$\Delta F$ crítico	0,168	0,191	0,213	0,238	0,255
$\Delta F$ Calculado	0,120759136				
Resultado do teste	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito
Qui-Quadrado					
p	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
$\chi^2$ tabelado	51,805	55,759	59,342	63,691	66,766
$\chi^2$ calculado	0,353910363				
Resultado do teste	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito

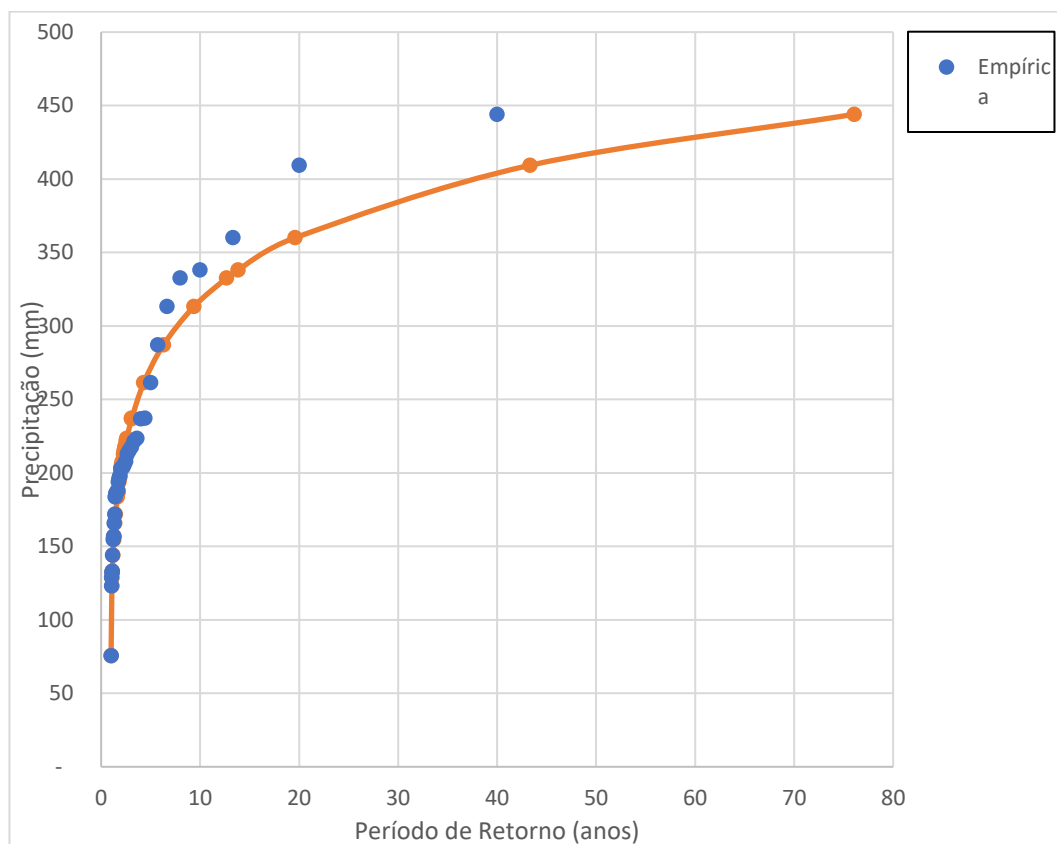


FIGURA 12 – FREQUÊNCIA DE CHUVAS MÁXIMAS DE 19 DIAS DE DURAÇÃO

TABELA 12 - PRECIPITAÇÃO MÁXIMA ANUAL DE 19 DIAS DE DURAÇÃO PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO ESTIMADOS POR GUMBEL

Período de Retorno (anos)	Precipitação (mm)
2	203
5	270
10	314
20	357
30	381
50	412
85	443
100	453



Tabela 13 apresenta a distribuição temporal das precipitações máximas anuais, constantes da Tabela 12, conforme hietograma da cheia de 1992, adotado como típico das cheias nesta bacia hidrográfica.

TABELA 13 - HIETOGRAMA DE PROJETO PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO

		HIETOGRAMAS (mm)									
		Precipitações observadas em 1992			Estimados						
Tempo (dias)	Períodos de Retorno (anos)										
	Tr= 86 anos			2	5	10	20	30	50	85	100
	Precipitações acumuladas (mm)										
	444	203	270	314	357	381	412	443	453		
Precipitações discretizadas (mm)											
1	40	19	24	29	33	35	38	40	41		
2	5	2	3	3	4	4	4	5	5		
3	3	1	2	2	2	2	2	3	3		
4	4	2	2	3	3	3	3	4	4		
5	3	1	2	2	2	2	2	3	3		
6	27	12	16	19	21	23	25	27	27		
7	1	0,4	0,6	1	1	1	1	1	1		
8	2	1	1	1	2	2	2	2	2		
9	33	15	20	23	27	29	31	33	34		
10	1	0,4	1	1	1	1	1	1	1		
11	1	0,4	1	1	1	1	1	1	1		
12	1	0,2	0,3	0,4	0,4	1	1	1	1		
13	41	19	25	29	33	35	38	41	42		
14	37	17	23	26	30	32	35	37	38		
15	136	62	82	96	109	117	126	135	139		
16	39	18	24	27	31	33	36	39	39		
17	62	29	38	44	50	54	58	62	64		
18	5	2	3	4	4	4	5	5	5		
19	3	1	2	2	2	2	3	3	3		
soma	444	203	270	314	357	381	412	443	453		

#### 4.3.2. Modelo HBV

Definidos os hietogramas de projeto para diferentes períodos de retorno, a etapa seguinte consistiu na análise, calibração e verificação do modelo hidrológico HBV para possibilitar a inclusão dos referidos hietogramas para obter a vazão de projeto para os mesmos períodos de retorno relacionados. Foram considerados todos os eventos de cheia observados de 1976 até 2014 para a análise, calibração e validação do modelo.

Cabe destaque ao fato de que o modelo HBV, conforme detalhado, se trata de um modelo chuva-vazão preferencialmente idealizado para simulação de séries contínuas, prevendo inclusive um período de aquecimento do modelo com dados observados de datas anteriores à fase de calibração para obtenção

dos melhores parâmetros. Para esta dissertação a análise de cheias foi idealizada para ser verificada de forma pontual e localizada, limitada ao período em que ocorreu o evento de chuva que culminou na vazão de pico e hidrograma de cheia. Contudo, dadas as limitações do modelo, se fez necessária a simulação, calibração e verificação utilizando séries contínuas, extraindo os resultados dos eventos de cheia.

A calibração de forma pontual do modelo HBV, sem utilização de um período de aquecimento, como fundamentalmente idealizado, retorna resultados pouco interessantes, considerando as funções objetivos utilizadas neste estudo (Nash-Sutcliffe, Vazões máximas e volumes máximos). A adoção de séries contínuas com extração pontual dos resultados dos eventos de cheia se mostrou uma solução adequada, bons resultados de calibração. A tabela 14 apresenta o resultado das funções objetivos referentes aos 39 anos de simulação de eventos de cheia. Consta no apêndice C as figuras, por ano, representando as diferenças entre vazões simuladas e observadas.

A etapa seguinte consistiu na verificação do modelo, utilizando, para cada ano, os demais eventos de cheia para validação dos parâmetros encontrados. A análise de verificação culminou na seleção de seis eventos mais relevantes para verificação na aplicação dos hietogramas de projeto, considerando os diferentes períodos de retorno, para análise de sensibilidade dos parâmetros, bem como observação dos resultados frente aos valores esperados observados. A seleção dos seis eventos se deu pelos três eventos com os melhores resultados de calibração e verificação, bem como os três eventos de maior volume de cheia observados historicamente, sendo eles os eventos de 2014, 1992 e 1983.

TABELA 14 - RESULTADO DAS FUNÇÕES OBJETIVO POR EVENTO DE CHEIA

Ano	Nash	Vazão de pico (%)	Volume de Pico (%)
1976	0,94574	98,55%	105,29%
1977	0,98165	103,89%	98,90%
1978	0,81300	91,02%	108,94%
1979	0,90851	110,85%	95,32%
1980	0,89384	96,84%	101,25%
1981	0,93026	91,72%	100,52%
1982	0,92754	101,50%	99,16%
1983	0,97446	107,01%	97,76%
1984	0,99025	101,61%	97,10%
1985	0,99572	91,77%	99,48%
1986	0,96710	92,08%	104,01%
1987	0,94115	99,19%	104,96%
1988	0,81433	112,54%	93,04%
1989	0,92428	106,19%	89,40%
1990	0,93978	88,48%	101,31%
1991	0,98092	114,79%	92,68%
1992	0,94690	114,14%	96,15%
1993	0,96671	113,05%	97,71%
1994	0,72202	69,97%	81,48%
1995	0,97368	109,38%	96,33%
1996	0,93016	60,96%	81,36%
1997	0,99507	99,17%	99,58%
1998	0,54339	99,91%	125,93%
1999	0,95039	107,60%	93,74%
2000	0,97064	99,55%	103,62%
2001	0,96178	109,49%	92,67%
2002	0,98450	100,49%	98,05%
2003	0,97980	97,66%	101,04%
2004	0,96920	108,04%	98,46%
2005	0,78116	116,82%	109,85%
2006	0,99481	91,42%	101,18%
2007	0,90942	117,02%	85,85%
2008	0,96591	100,47%	93,88%
2009	0,92799	105,00%	105,25%
2010	0,88635	106,54%	90,11%
2011	0,80237	100,25%	88,42%
2012	0,89910	116,04%	95,16%
2013	0,96289	102,48%	97,72%
2014	0,81673	100,76%	128,60%

Era esperado, para este trabalho, que se obtivesse um único conjunto de parâmetros para utilização no método indireto, de modo que fosse possível confrontar com os resultados obtidos no método direto. Contudo, os resultados preliminares da simulação dos seis grupos de parâmetros escolhidos, mostraram que quanto mais distante a vazão máxima do evento de cheia

observado utilizado para calibração do modelo estivesse, maior o erro na estimativa da vazão máxima de projeto. A utilização dos parâmetros de um evento de cheia com baixo volume e vazão de pico apresentaram bons resultados quando próximos aos valores esperados, em acordo com o hietograma de projeto estimado, mas superestimava significativamente a vazão de projeto para períodos de retorno superiores a 5, até 100 anos. Do mesmo modo, a utilização dos parâmetros de eventos extremos das principais cheias ocorridas em Fluvioópolis resultou em bons resultados para a simulação utilizando hietogramas de projeto com períodos de retorno maiores, até certo limite, tendo valores de vazões de projeto significativamente subestimados para períodos de retorno menores. A figura 13 apresenta o resultado da simulação para diferentes períodos de retorno dos seis eventos selecionados.

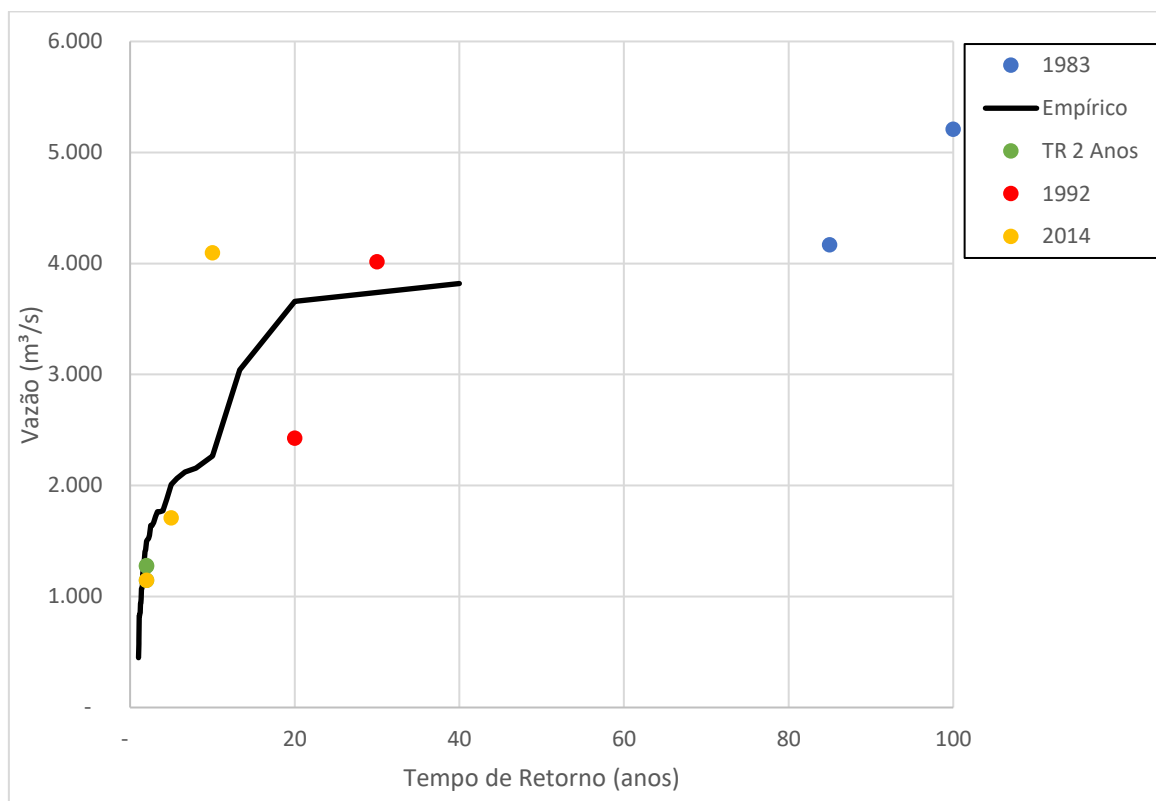


FIGURA 13 - VAZÕES DE PROJETO OBTIDAS POR EVENTO

#### 4.4. MÉTODO DIRETO

Esta etapa consiste em analisar os eventos de vazão máxima anual. Assim como no processo de análise pelo método indireto, foram analisados os

eventos de cheias máximas anuais, de 1976 até 2014. Na sequência, separados os eventos extremos, buscou-se a vazão máxima observada de todos os anos. A etapa seguinte consistiu em realizar a análise de frequência de cheias e respectivo tempo de retorno observados, em acordo com a equação (44), organizam-se os dados em ordem decrescente e obteve-se, enfim, os valores de frequência e tempo de retorno estimados pelo método de Kimbal.

Conforme apresentado na secção 2 a distribuição de probabilidade selecionada para análise de frequência de cheias pelo método direto foi GEV. Os parâmetros foram estimados pelo método dos momentos L (PWM). Os valores dos parâmetros de escala, locação e forma obtidos foram respectivamente iguais  $k = 0,06061875$ ,  $\alpha = 1195,429$  e  $\beta = 535,8114$ . A tabela 15 apresenta o tempo de retorno para as vazões máximas históricas. A figura 14 apresenta a comparação entre a análises de frequência empírica (Kimbal) e teórica (GEV).

Verificada a análise de frequência de vazões máximas, é possível se estimar as vazões de projeto para diferentes períodos de retorno, no caso deste estudo, de 2, 5, 10, 20, 30, 50, 85 e 100 anos. As tabelas 16 e 17 apresentam o teste de aderência por Qui-quadrado e as vazões máximas de projeto, respectivamente.

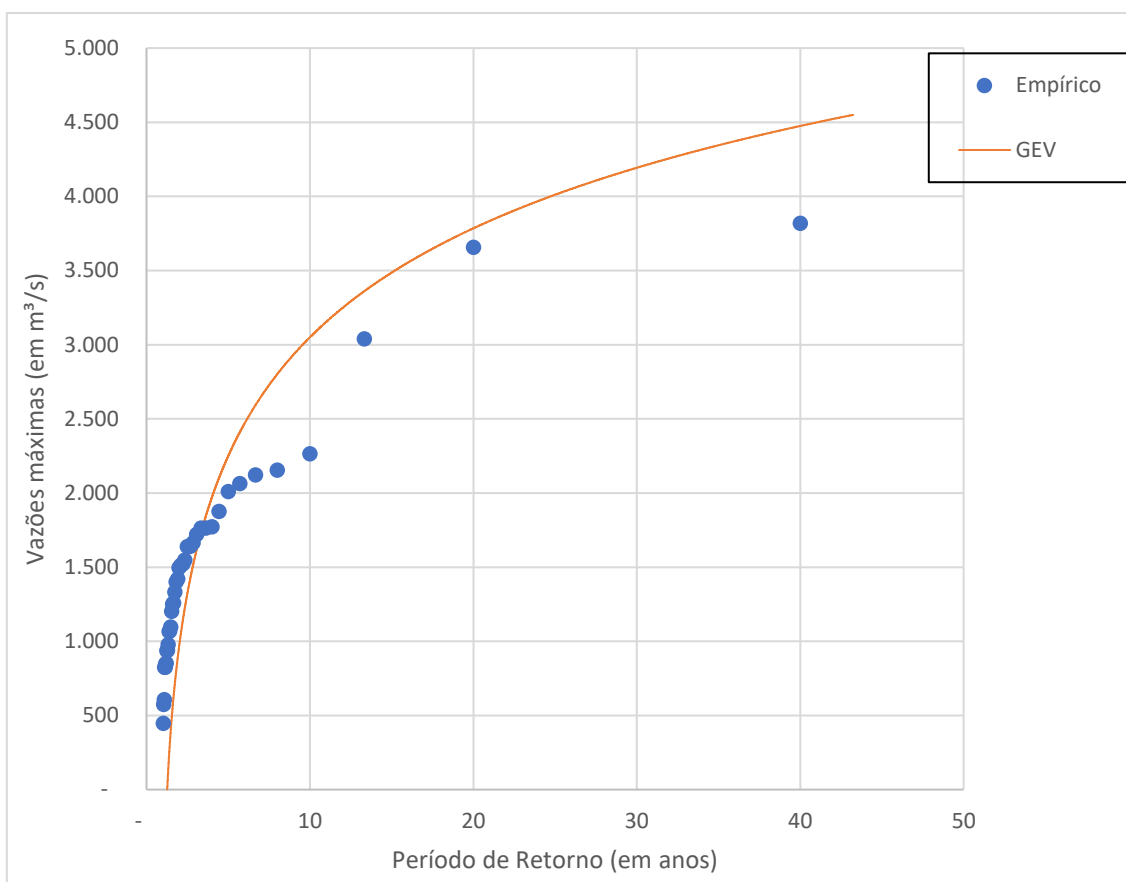


FIGURA 14 – FREQUÊNCIA DE VAZÕES MÁXIMAS

TABELA 15 – VAZÕES MÁXIMAS PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO ESTIMADOS POR GEV

Período de Retorno (anos)	Vazões máximas (m³/s)
2	969,12
5	2.249,78
10	3.050,54
20	3.785,17
30	4.193,49
50	4.689,69
85	5.186,25
100	5.334,79

TABELA 16 - TESTE DE ADERÊNCIA QUI-QUADRADO

Qui-Quadrado					
p	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005
$\chi^2$ tabelado	51,805	55,7585	59,3417	63,6908	66,766
$\chi^2$ calculado	3,86141				
Resultado do teste	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito	Aceito

TABELA 17 – ANÁLISE DE FREQUÊNCIA DAS VAZÕES MÁXIMAS

Ano	Vazão (m³/s)	Empírica			GEV	
		m	Fr	Tr (anos)	Fr	Tr (anos)
1983	3.819	1	0,025	40	0,048	20,67
1992	3.659	2	0,050	20	0,057	17,69
2014	3.040	3	0,075	13	0,101	9,90
2010	2.265	4	0,100	10	0,198	5,06
1998	2.155	5	0,125	8	0,216	4,63
1993	2.123	6	0,150	7	0,222	4,51
1995	2.064	7	0,175	5,71	0,232	4,31
2013	2.010	8	0,200	5,00	0,242	4,13
1987	1.878	9	0,225	4,44	0,268	3,72
2009	1.773	10	0,250	4,00	0,291	3,44
1997	1.764	11	0,275	3,64	0,293	3,42
2000	1.764	12	0,300	3,33	0,293	3,42
2011	1.721	13	0,325	3,08	0,302	3,31
1982	1.665	14	0,350	2,86	0,315	3,18
1990	1.641	15	0,375	2,67	0,320	3,12
1999	1.640	16	0,400	2,50	0,321	3,12
1989	1.549	17	0,425	2,35	0,342	2,92
2001	1.522	18	0,450	2,22	0,349	2,87
2005	1.514	19	0,475	2,11	0,351	2,85
2012	1.498	20	0,500	2,00	0,355	2,82
1981	1.421	21	0,525	1,90	0,374	2,67
1984	1.403	22	0,550	1,82	0,379	2,64
2007	1.332	23	0,575	1,74	0,398	2,52
1996	1.259	24	0,600	1,67	0,417	2,40
1988	1.251	25	0,625	1,60	0,419	2,38
1980	1.204	26	0,650	1,54	0,432	2,31
1976	1.098	27	0,675	1,48	0,462	2,16
1986	1.071	28	0,700	1,43	0,470	2,13
1979	1.068	29	0,725	1,38	0,471	2,12
2004	979	30	0,750	1,33	0,497	2,01
2002	940	31	0,775	1,29	0,509	1,97
2008	937	32	0,800	1,25	0,510	1,96
1994	854	33	0,825	1,21	0,534	1,87
1977	848	34	0,850	1,18	0,536	1,86
2003	826	35	0,875	1,14	0,543	1,84
1991	826	36	0,900	1,11	0,543	1,84
1985	607	37	0,925	1,08	0,610	1,64
1978	574	38	0,950	1,05	0,620	1,61
2006	449	39	0,975	1,03	0,6587	1,52

#### 4.5. ANÁLISE DOS PERÍODOS DE RETORNO DAS CHUVAS E DAS VAZÕES

Foi verificada a hipótese de se assumir o mesmo período de retorno para chuva e vazão na análise de frequência. A tabela 18 e figura 16 mostram a frequência obtida para chuva e vazão pelo método de Kimbal e a comparação entre os dois resultados.

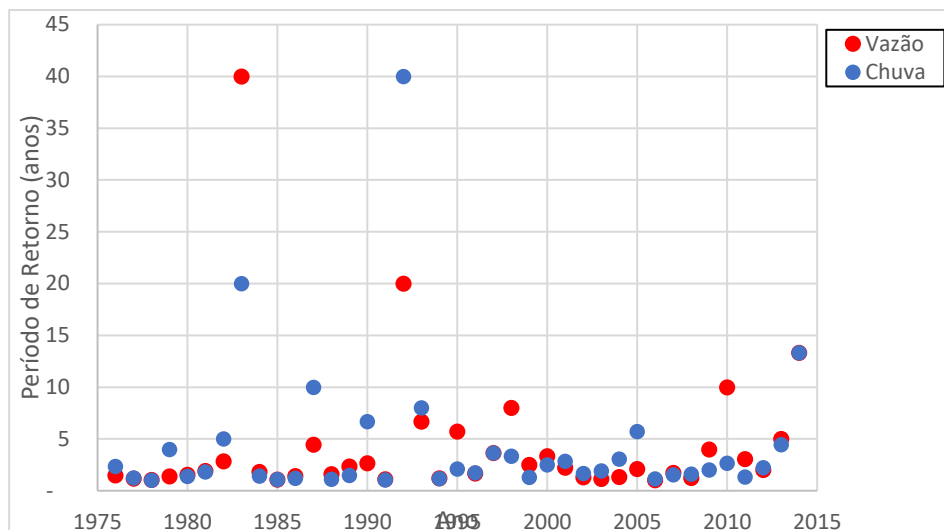


FIGURA 15 – PERÍODOS DE RETORNO DE CHUVA E VAZÃO OBTIDOS POR ANÁLISE DE FREQUÊNCIA EMPÍRICA

Destas, é possível verificar que o período de retorno verificado pela vazão máxima anual não necessariamente é igual ao de chuva acumulada que ocasionou tal cheia. Dentre os dados de chuva e vazão observados, as maiores diferenças de período de retorno obtidos pelo método de Kimbal se deram nos eventos mais extremos, sendo eles as cheias de 1983 e 1992. Essa diferença enseja várias explicações como diferentes condições iniciais, distribuição espacial da chuva, variância da posição de plotagem, limitações do modelo chuva-vazão, entre outras.

Em 1983, apesar de ter apresentado a maior vazão de pico, com máximo de  $3.819 \text{ m}^3/\text{s}$ , partiu de um evento onde a vazão é de  $1174 \text{ m}^3/\text{s}$ , ou seja, a bacia hidrográfica já vinha sofrendo eventos de chuva durante o ano que ocasionaram em maior recarga prévia do solo e diminuição da capacidade de retenção hídrica na bacia o qual, ao enfrentar o referido evento de chuva, ocasionou o valor extremo de vazão. Em contrapartida, o evento ocorrido em 1992, em que a vazão de pico chegou a  $3.659 \text{ m}^3/\text{s}$ , partiu da vazão inicial de  $179 \text{ m}^3/\text{s}$ . Diferentemente do evento de 1983, a bacia vinha sofrendo um período de recessão e de vazões baixas, com pouca ocorrência de chuvas anteriores, o que caracterizou em maior disponibilidade de retenção da bacia através de infiltração, captura por parte da vegetação, dentre outras características físicas da bacia que se mostram diferentes entre as cheias observadas



TABELA 18 – ANÁLISE DE FREQUÊNCIA DE CHEIA (VAZÃO E PRECIPITAÇÃO)

Ano	Vazão (m³/s)	Precipitação (mm)	Fr (Vazão)	Fr (Precipitação)
1983	3.819	409	0,025	0,050
1992	3.659	444	0,050	0,025
2014	3.040	360	0,075	0,075
2010	2.265	213	0,100	0,375
1998	2.155	222	0,125	0,300
1993	2.123	333	0,150	0,125
1995	2.064	203	0,175	0,475
2013	2.010	237	0,200	0,225
1987	1.878	338	0,225	0,100
2009	1.773	203	0,250	0,500
1997	1.764	224	0,275	0,275
2000	1.764	208	0,300	0,400
2011	1.721	166	0,325	0,750
1982	1.665	261	0,350	0,200
1990	1.641	313	0,375	0,150
1999	1.640	157	0,400	0,775
1989	1.549	186	0,425	0,675
2001	1.522	215	0,450	0,350
2005	1.514	287	0,475	0,175
2012	1.498	204	0,500	0,450
1981	1.421	196	0,525	0,550
1984	1.403	184	0,550	0,700
2007	1.332	186	0,575	0,650
1996	1.259	194	0,600	0,575
1988	1.251	132	0,625	0,900
1980	1.204	172	0,650	0,725
1976	1.098	206	0,675	0,425
1986	1.071	155	0,700	0,825
1979	1.068	237	0,725	0,250
2004	979	218	0,750	0,325
2002	940	188	0,775	0,600
2008	937	187	0,800	0,625
1994	854	144	0,825	0,850
1977	848	157	0,850	0,800
2003	826	198	0,875	0,525
1991	826	123	0,900	0,950
1985	607	129	0,925	0,925
1978	574	76	0,950	0,975
2006	449	133	0,975	0,875

Tal análise se reforça quando analisados os eventos em que os períodos de retorno coincidem ou se aproximam significativamente. Em 25 dos 39 eventos extremos anuais, os períodos de retorno verificados se mostram muito próximos ou até mesmo iguais. Isso se deve às condições iniciais muito parecidas, sendo em grande parte dos casos eventos partindo de períodos de recessão do escoamento superficial na área de estudo.

Outro ponto que sugere a diferença entre os períodos de retorno obtidos de forma empírica para chuva e vazão se dá no período disponível de dados

para análise. Considerando ter somente 39 anos de observação entre os dados coincidentes de chuva e vazão, os maiores períodos de retorno apresentaram as maiores diferenças. Uma maior disponibilidade de dados pode apresentar valores mais aproximados de período de retorno analisados para eventos extremos de chuva e vazão.

Finalmente, diferenças na posição de plotagem (estimadores da probabilidade de eventos históricos) podem resultar da variação amostral dessa posição de plotagem maior nos eventos mais raros.

Conclui-se, portanto, que os períodos de retorno podem ser considerados iguais para chuva e vazão, desde que devidamente verificadas as condições iniciais, sendo, portanto, um ponto de atenção para a abordagem indireta proposta neste trabalho.

#### 4.6. ANÁLISE COMPARATIVA DAS VAZÕES DE PROJETO ENTRE OS MÉTODOS DIRETO E INDIRETO

Obtidas as vazões para diferentes períodos de retorno utilizando os métodos direto e indireto, buscou-se confrontar os resultados de modo a proceder com a adequada interpretação dos resultados. A figura 17 apresenta as vazões estimadas para diferentes períodos de retorno, considerando os valores observados, o método direto e indireto.

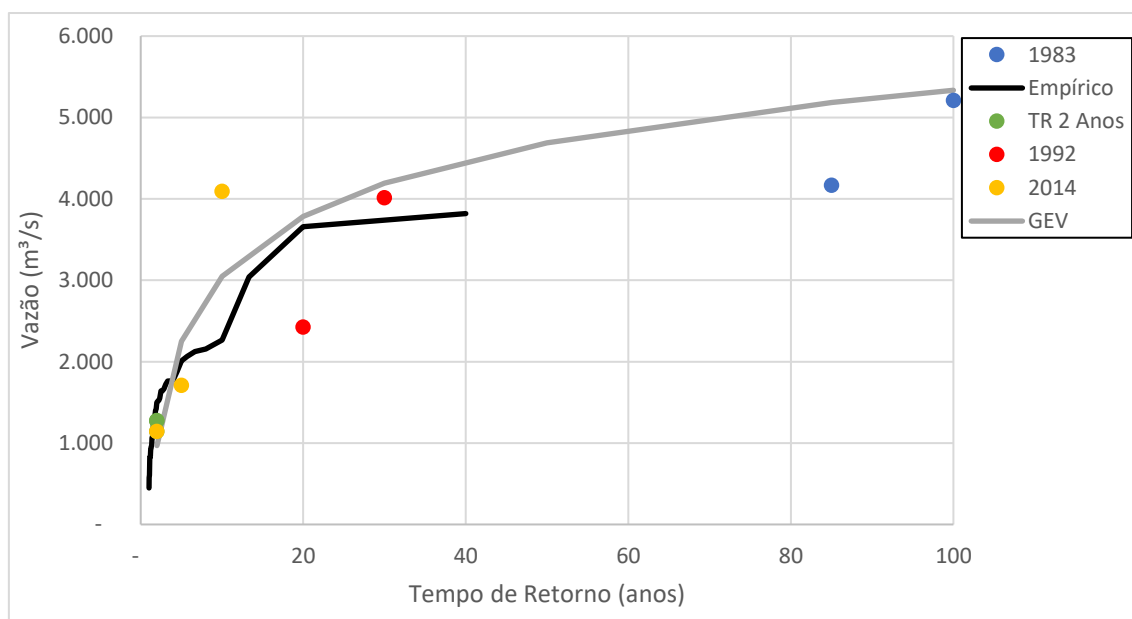


FIGURA 16 - COMPARAÇÕES DE RESULTADOS OBTIDOS PELOS MÉTODOS DIRETO E INDIRETO

Como é possível verificar, as vazões de projeto obtidas pelo método indireto, quando limitadas à seleção correta do evento de cheia associado, geralmente subestima mais os valores de vazão de pico, quando comparado com os obtidos pelo método direto.

Utilizando a cheia de 1992, é possível verificar que para um TR de 30 anos, o resultado obtido se aproximou mais do valor observado em comparação com o método direto.

## 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O presente estudo buscou obter a vazão de projeto utilizando abordagem direta e indireta. Na abordagem indireta, verifica-se a possibilidade de obtenção não somente da vazão de projeto, mas todo o hidrograma de projeto.

Os resultados alcançados pelo método indireto mostram a necessidade de análise apurada por parte do hidrólogo na escolha do correto evento de cheia para calibração do modelo HBV, de modo que este represente adequadamente os valores para o período de retorno que se busca analisar.

A limitação de dados observados de chuva, vazão e evapotranspiração pode ser um fator limitante na aplicação do método indireto na obtenção de vazões de projeto para períodos de retorno maiores.

Para eventos de cheia bem definidos, obedecendo o intervalo do período de retorno do evento de cheia observado, utilizado para calibração do modelo HBV, é possível obter não somente a vazão de projeto, mas também o hidrograma de projeto completo para o referido período de retorno. Aponta-se essa como uma vantagem do método indireto em relação ao método direto.

Diferenças pontuais são esperadas nos resultados obtidos pelos diferentes métodos, um mesmo evento de cheia pode ser provocado por precipitações de diferentes volumes. Isso ocorre devido às demais condições físicas da bacia. Considerando que a abordagem indireta parte de dados de chuva e a direta, de vazão, tais diferenças se justificam.

O modelo HBV apresentou bons resultados de calibração e verificação na etapa de obtenção dos parâmetros ótimos do modelo. Trata-se de um modelo hidrológico que prevê contribuição inclusive de eventos de precipitação oriundos de neve. Para a realidade brasileira, os resultados obtidos mostram que a aplicação nestas bacias pode produzir resultados satisfatórios.

O critério utilizado para a seleção das distribuições Gumbel e GEV para análise de frequência de precipitação e cheias, respectivamente, é o de robustez. Sugere-se a utilização de outras distribuições de probabilidade, diferentes das aqui utilizadas, obedecendo outros critérios, de modo a verificar a validade do estudo.

Conforme consta no apêndice A, as precipitações médias obtidas por Thiessen foram limitadas pelos postos pluviométricos e dados de vazão

disponíveis para o estudo. Recomenda-se a ampliação da quantidade de postos, em que se tenha disponível um período superior a quarenta anos, limitação deste, de modo a validar se uma maior série de dados pode trazer resultados mais precisos.

O modelo HBV, desenvolvido essencialmente para a simulação de séries contínuas, apresentou resultados satisfatórios na simulação em eventos de cheia. Os resultados deram indício, principalmente considerando seu período de aquecimento e valores de Nash superiores a 0,9 em eventos extremos de cheia, de que pode se tratar de um modelo com boa aplicabilidade para simulação de séries contínuas em bacias com as características parecidas com as do presente estudo. Contudo, sugere-se a realização de estudos adicionais de modo a validar esta hipótese.

A parcela da bacia do Rio Iguaçu apresentada e utilizada neste estudo possui características físicas e comportamento hidrológico bem caracterizados. A análise das cheias dos 39 anos apresentada nesse estudo mostrou que as condições iniciais do evento extremo influenciaram nas diferenças pontuais entre vazões máximas e precipitações máximas. As conclusões aqui apresentadas se limitam a este estudo de caso. A realização de estudo comparativo entre as abordagens direta e indireta para diferentes bacias de características diversas se faz necessária de modo a identificar a razoabilidade e limitações acerca da utilização do método indireto para a obtenção das vazões e hidrograma de projeto.

## REFERÊNCIAS

- ABEBE, N.A.; OGDEN, F.L.; PRADHAN, N.R. Sensitivity and uncertainty analysis of the conceptual HBV rainfall–runoff model: Implications for parameter estimation. *Journal of Hydrology*, v. 389, n. 3–4, Aug., p. 301–310, 2010.
- ALVES FILHO, A. P.; RIBEIRO, H. A Percepção do caos urbano, as enchentes e as suas repercussões nas políticas públicas da Região Metropolitana de São Paulo. *Saude soc.* vol.15 no.3 São Paulo Sept./Dec. 2006.
- ALVES, A. V. P.; SANTOS, G. B. S.; FILHO, F. C. M. N.; SANCHES, L. Análise dos métodos de estimativa para os parâmetros das distribuições de Gumbel e GEV em eventos de precipitações máximas na cidade de Cuiabá-MT. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*. Vol. 6. Pag. 32–43. 2013.
- ANDRIOLI, C. P.; BARROS, M. T. L. Implementação de um modelo de previsão de vazão em tempo real com redes neurais. *Artigo técnico, USP*, 2006.
- ARHEIMER, B.; BRANDT, M. Modelling nitrogen transport and retention in the catchments of southern Sweden. *Ambio* 471–480, 1998.
- BARTIKO, D. Não-estacionariedade em séries de vazões máximas diárias do Sul do Brasil. *RBRH vol.22* Porto Alegre, 2017.
- BEARD, R. (1962). Statistical Method in Hydrology, Civil Works Investigation Project CW-151, *US Army Corps of Engineers*, Sacramento, California, 1962.
- BERGSTRÖM, S., HARLIN, J. & LINDSTRÖM, G. Spillway design floods in Sweden. I. New guidelines. *Hydrol. Sci. J.*, 505–519, 1992
- BERGSTRÖM, S. The HBV model, computer models of watershed hydrology. *Water Resources Publications*, v. 16, p.41–51, 1995.
- BERTHELOT, R. *Curso de hidrologia sintética*. Porto Alegre. IPH, UFRGS, 1970.
- BURNASH, R. J. C. The NWS riverforecast system: catchment modeling. In: SINGH, V. P. (Ed.). Computer models of watershed hydrology. *Highlands Ranch: Water Resources Publications*, 1995.
- CARUSO, B. S.; RADEMAKER, M.; BALME, A.; COCHRANE, T. A. Flood modelling in a high country mountain catchment, New Zealand: comparing statistical and deterministic model estimates for ecological flows, *Hydrological Sciences Journal*, 58:2, 328–341, 2013.
- CARVALHO, M. C. L. Análise regional da precipitação máxima provável do Estado do Paraná. *Dissertação de Mestrado*, UFPR. 2000.

CASSALHO, F.; BESKOW, S. VARGAS, M. M.; MOURA, M. M.; ÁVILA, L. F.; MELLO, C. R. Hydrological regionalization of maximum stream flows using an approach based on L-moments *RBRH*, Porto Alegre, v. 22, e27, 2017.

CASTANHARO, G. Previsão de vazões na bacia do rio Iguaçu baseada no modelo SMAP e com incorporação de informações de precipitação, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos* Volume 12 n.3, 57-68, 2007.

CASTELLARIN, A.; VOGEL, R. M.; MATALAS, N. C. Probabilistic behavior of a regional envelope curve. *Water Resources Research*, v. 41, n. 6, 1-13, 2005.

CHAVES, L. G.; STUDART, T. M. C.; CAMPOS, J. N. B.; FILHO, F. A. S. Envoltórias regionais de cheias milenares e decamilenares para o estado do Ceará: ferramenta para verificação da segurança hidrológica de barragens. *RBRH* vol.22 Porto Alegre 2017 Epub Mar 27, 2017

CHOW, V. T. *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill Book Company, New York, 1964. 1418p.

COSTA, K. T.; FERNANDES, W. S. Avaliação do tipo de distribuição de probabilidades das vazões máximas diárias anuais no Brasil. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 20, n. 2, p. 442-451, 2015.

CREAGER, W. P.; JUSTIN, J. D.; HINDS, J. Engineering for dams. *New York: John Wiley and Sons*, 1945.

DAKHLAOUI, H.; BARGAOUI Z.; BÁRDOSSY, A. Toward a more efficient calibration schema for HBV rainfall-runoff model. *Journal of Hydrology*, v. 444-445, June, p. 161-179, 2012.

DECINA, T. G. T.; BRANDÃO, J. L. B. Análise de desempenho de medidas estruturais e não estruturais de controle de inundações em uma bacia urbana. *Engenharia Sanitária e Ambiental*. 2016.

DURÃES, M. F.; FILHO, J. A. P. C.; OLIVEIRA, V. A. Vulnerabilidade à erosão hídrica e taxa de aporte de sedimentos na Bacia Hidrográfica do Alto Rio Iguaçu – PR. *RBRH*, Porto Alegre, v. 21, n. 4, p. 728-741, out./dez. 2016

ELETROBRÁS, CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS. Guia para Cálculo de Cheia de Projeto de Vertedores. *Departamento de Planejamento e Engenharia*. 1987.

FILL, H. D. Determinação de Cheias de Projeto. In: IV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, ABRH, Fortaleza, CE. *Anais* 4, pp 439-451, 1981.

FILL, H.D. (1994). Improving flood quantile estimates using regional information. *Ph-D Dissertation, Cornell University, Ithaca, New York*, 256p.

FILL, H. D.; STEINER, A. A. Estimativa do hidrograma instantâneo e da vazão máxima de enchentes a partir de vazões médias diárias. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 8, n. 3, p. 17-26, 2003.

FOSTER, H. A. (1924). Theoretical Frequency Curves and their Application to Engineering Problems, *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, 87, pp 142-173.

FRANCOU, J.; RODIER, J. A. Essai de classification des crues maximales observes dans le monde. *Cahiers ORSTOM, Série Hydrologie*, v. 4, n. 3, p. 19-46, 1967.

GALVINCIO, J. D.; SOUSA, F. A. S.; MOURA, M. S. B. Uso de Métodos Empíricos para Estimar Vazão de Pico no Rio Paraíba em Caraúbas. *Revista de Geografia*. 2005.

GUMBEL, E. J. (1941). The Return Period of Flood Flow, *Ann. Math. Statist.*, 12(2)pp. 163-190. 1941.

HAZEN, A. (1914). Discussion of flood flows by W. E. Fuller, *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, 77, pp. 626-632.

HAZEN, A. (1921). Discussion of probable variations in Yearly Runoff by L. S. Hall, *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, 84, pp. 214-224.

HEC – HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER; *Training course on urban hydrology*. Davis: U. S. Army Hydrologic Engineering Center, 1974.

HEC – HYDROLOGIC ENGINEERING CENTER; USACE – U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. *HEC-RAS hydraulic reference manual*, version 4.1. Davis: Institute of Water Resources, Hydrological Engineering Center, 2010.

HOLTZ, A. C. T.; PINTO, N. L. S.; MARTINS, J. A.; GOMIDE, F. L. S. *Hidrologia Básica*. Blucher, 1976.

HORTON, R. E. Determination of infiltration capacity for large drainage basins. *Transactions of the American Geophysical Union*, v. 8: p371, 1937.

HOSKING, J. R. M.; WALLIS, J.R.; WOOD, E.F. (1985). Estimation of the Generalized Extreme Value Distribution by the Method of Probability Weighted Moments. *Tecnometrics*, vol. 27, no. 3, pp. 351-261.

HOSKING, J. R. M., (1986). The theory of Probability Weighted Moments. Research Report RC (12210, *IBM Research Division*, Yorkton Heights, New York.

HOSKING, J.R.M.; WALLIS, J.R. (1987). Parameter and Quantile Estimation of the Generalized Pareto Distribution, *Technometrics*, vol 29, no 3, pp. 339-349.



HUNDECHA, Y.; BÁRDOSSY, A. Modeling of the effect of land use changes on the runoff generation of a river basin through parameter regionalization of a watershed model. *Journal of Hydrology*, v. 292, n. 1-4, p. 281-295, 2004.

JENKINSON, A.F. The frequency distribution of the anual maximum (or minimum) values of meteorological elements, *Quart. J.R. Met.Soc.*, 81, 158-171, 1955.

JUTMAN, T. Production of a new runoff map of Sweden. *Contribution to The Nordic Hydrological Conference in Alta*, Norway. 1992.

JIA, Q.Y.; SUN, F.H. Modeling and forecasting process using the HBV model in Liao river delta. *Procedia Environmental Sciences*, v. 13, p. 122-128, 2012.

KEIFER, C. J.; CHU, H. H. Synthetic Storm Pattern for Drainage Design. *Journal of The Hydraulics Division*, 83, HY5, p. 1332-1/1332-25, 1957.

LIMA, G.; MARCELLINI, S. S.; NEILL, C. R.; SALLA, M. R. Estimativa preliminar de vazões de cheias no Brasil usando curvas envoltórias de Creager *RBRH* vol.22 Porto Alegre 2017 Epub Aug 14, 2017. <https://doi.org/10.1590/2318-0331.011716078> Acesso em 20/03/2020

LOPES, J. E. G.; BRAGA, B.P.F.; CONEJO, J.G. L.SMAP - Soil moisture accounting. *Water Resources Publications*, 1982.

LOUCKS, D. P., STEDINGER, J. R., Water Resources Systems, Planning and Analysis, *Prentice Hall, Englewood Cliffs*, 1981.

LU, L.H.; STEDINGER, J.R. Sampling variance of normalized GEV/PWM quantile estimators and a regional homogeneity test, *J. of Hydrol.* 138, 1992.

MAACK, R. *Geografia Física do Estado do Paraná*. 2ª Edição. Rio de Janeiro; Curitiba: Secretaria da Cultura e do Esporte do Governo do Estado do Paraná, 1981.

MAHUNGUANA, M. J.; BRAVO, J. M. Avaliação do efeito de critérios de projeto no dimensionamento de redes de macrodrenagem através da simulação hidrológico-hidráulica, *RBRH* vol. 20 no.2 Porto Alegre p. 484 - 495, 2015.

MARTINS, E. S. P. R. Uso de Informação Regional na Estimativa de Quantis de Cheia GEV. *RBRH — Revista Brasileira de Recursos Hídricos* Volume 13 n.2 Abr/Jun 2008.

MELO, T. A. M.; ARCILA, R. I. A. Gestão de Conflitos pelo uso da Água: Acordo de Gestão dos Sistemas de Dessalinização do programa Água Doce, no Rio Grande do Norte. *XXIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. 2019.

MILLINGTON, N; DAS, S; SIMONOVIC, S. P. The Comparison of GEV, Log-Pearson Type 3 and Gumbel Distributions in the Upper Thames River Watershed under Global Climate Models. Department of Civil and

Environmental Engineering, The University of Western Ontario – Canada, *report n 77*, set 2011.

MINE, M. R. M. Método determinístico para minimizar o conflito entre gerar energia e controlar cheias. Porto Alegre: UFRGS-IPH, *Tese (Doutorado)*, UFRGS, 1998.

MINE, M. R. M.; TUCCI, C. E. Previsão em tempo real de vazões afluentes a reservatórios de usinas hidrelétricas. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 1, p. 10-20, 1999.

MIJARES, F. J. A. *Fundamentos de hidrologia de superfície*. México: Grupo Noriega Editores, 1992.

MOMO, M. R.; PINHEIRO, A.; SEVERO, D. L.; CUARTAS, L. A.; NOBRE, A. D. Desempenho do modelo HAND no mapeamento de áreas suscetíveis à inundação usando dados de alta resolução espacial. *RBRH* vol. 21. Porto Alegre jan./mar. 2016.

MOURA, C. N.; FERNANDES, L. G.; GOMES, J. JR, G. X. M.; VIEIRA, E. Impacto Hidrológico da Barragem Oeste em Taió, Brasil, no amortecimento de cheias do rio Itajaí do Oeste. *XXVIII Congresso latino-americano de hidráulica*. Buenos Aires, Argentina. 2018.

MOTA, S. Urbanização e Meio Ambiente. Rio de Janeiro: ABES, 2003.

MUNIZ, L. F.; Porto, V. C.; NETO, V. C. S.; PEREIRA, J. M. R.; CAMPOS, J. N. B. Influência do Hietograma Sintético na Cheia de Projeto do reservatório Macacos no estado do Ceará. *XXII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. 2017.

NAGHETTINI, M.; PINTO, É. J. DE A. *Hidrologia Estatística*. Belo Horizonte: CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2007. 552 p.

OLIVEIRA, D. L. Análise Hidrológica da Cheia Excepcional Ocorrida em Junho de 2010 nas Bacias dos Rios Mundaú e Paraíba do Meio em Alagoas e Pernambuco. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos* Volume 19 n.3 – Jul/Set 2014, 279-293.

PAPP, F. The extremeness of extreme: extraordinary floods. *Wallingford: IAHS Publication*, 2001.

PLOSZAI, R. (2020) CLIMATE CHANGE SCENARIOS IN THE PARANA STATE: A NONSTATIONARY ANALYSIS USING DROUGHT INDICES. Universidade Federal do Paraná. *Tese de Doutorado*. Departamento de Hidráulica e Saneamento, Curitiba, V.1, 215 PAG.

PONTES, P. R. M. COLLISCHONN, W.; FAN, F. M.; PAIVA, R. C. D.; BUARQUE, D. C. Modelagem hidrológica e hidráulica de grande escala com propagação inercial de vazões. *RBRH* vol. 20 no.4 Porto Alegre out./dez. 2015.

RAMÍREZ-OROZCO, A. I.; GÓMEZ-MARTÍNEZ, J. F.; CAMPOS-ARANDA, D. F. Actualización de las envolventes regionales de gastos máximos para la república mexicana. *Tecnología y Ciencias del Agua*, v. 20, n. 1, p. 99-108, 2005. (General Design, 1)

REIS, F. Método dos blocos alternados. *Hidromundo*, 2018. Disponível em: <<http://www.hidromundo.com.br/metodo-dos-blocos-alternados/>> Acesso em: 23 jul. 2020.

SALLA, M. R. Application of the EVALHID tool for parameter calibration and flow simulation in the upper course of Araguari river, Minas Gerais. *RBRH* vol. 20 no.1 Porto Alegre jan./mar. 2015 p. 276 – 285

SANTOS, L. C. C. Estimativa de Vazões Máximas de Projeto por Métodos Determinísticos e Probabilísticos. *Dissertação de Mestrado*. 2010.

SANTOS, P. Análise de frequência e regionalização de Vazões Máximas sazonais na região sul do Brasil. *Dissertação de Mestrado*, UFPR. 2012.

SEIBERT, J. *HBV light version 2, User's Manual*. Uppsala University, Institute of Earth Sciences, Department of Hydrology, Uppsala, Sweden, 2005. Disponível em: <[https://www.geo.uzh.ch/dam/jcr:c8afa73c-ac90-478e-a8c7-929eed7b1b62/HBV\\_manual\\_2005.pdf](https://www.geo.uzh.ch/dam/jcr:c8afa73c-ac90-478e-a8c7-929eed7b1b62/HBV_manual_2005.pdf)>. Acesso em: 24 jun. 2020.

SEIBERT, J. VIS, M. J. P. Teaching hydrological modeling with a user-friendly catchment-runoff-model software package. *Zurich Open Repository and Archive*, 2012.

SILVA, D. D.; GOMES FILHO, R. R.; PRUSKI, F. F.; PEREIRA, S. B.; NOVAES, L. F. Chuvas intensas no Estado da Bahia. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 6, pp. 362-367, 2002.

SILVA, R.V.; KOBIYAMA, M. TopModel: Teoria integrada e revisão. *Revista RA'EGA, UFPR*, 2007:

SILVEIRA, A. L. L.; BEMFICA, D. C. GOLDENFUM, J. A. Análise da Aplicabilidade de Padrões de Chuva de Projeto a Porto Alegre. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos* VOL. 5 - Nº. 4, 2000.

SIQUEIRA, V. M. Real-time updating of HEC-RAS model for streamflow forecasting using an optimization algorithm. *RBRH*, Porto Alegre, v. 21, n. 4, p. 855-870, 2016.

SMITH, A.; FREER, J.; BATES, P.; SAMPSON, C. "Comparing ensemble projections of flooding against flood estimation by continuous simulation" *Journal of Hydrology*, v. 511, 2014, p. 205-219.

SOUSA, L. N.; PINTO, N. L. S. Segurança ao galgamento de barragens do Nordeste. In: *SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS*, 24., 2001, Fortaleza. Anais... Fortaleza: CBDB, 2001.

SOUZA, S. A. Avaliação das Metodologias para determinação de Valores Máximos de variáveis hidrológicas. Aplicação do método conjugado. *Dissertação de Mestrado. USP*. 2006.

STEDINGER, J.R.; VOGEL, R.M.; GEORGIU E.F. (1993). Frequency analysis of extreme events, in *Handbook of Hydrology, chapter 18*, editor chief D.J. Maidement, McGraw Hill, New York. pp 18.1-18.66.

SUDERHSA. Capacidade do Sistema atual e medidas de controle de Cheias. *Plano Diretor de Drenagem para a Bacia do Rio Iguaçu na Região Metropolitana de Curitiba*, Volume 3, 2002.

THORNTHWAITE, C.W. An approach toward a rational classification of climate. *Geographical Review*, New York, v.38, n.1, p.55-94, 1948.

TUCCI, C. E. M., SÁNCHEZ, J., LOPES, M. O. S. Modelo IPH II de simulação precipitação-vazão na bacia: alguns resultados. In: *Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos*, 4: Fortaleza. Anais. São Paulo: ABRH, v. 4, p83-103, 1981.

TUCCI, C. E. M. Simulação no gerenciamento dos recursos hídricos. In: Barth, F. T. et al. *Modelos para gerenciamento de recursos hídricos*. São Paulo: Nobel: ABRH, cap. 3. (Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1), 1987.

TUCCI, C. E. M. *Hidrologia Ciência e Aplicação*. Porto Alegre: Editora da UFRGS. 1993.

TUCCI, C. E. M. *Modelos Hidrológicos*. Associação Brasileira de Recursos Hídricos, Editora Universitária UFRGS, Porto Alegre, 1998.

TUCCI, C. E. M. Gerenciamento da drenagem urbana. In: *RBRH: Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Porto Alegre, RS Vol. 7, n. 1(2002 jan./mar.),p. 5-27. 2002.

TUCCI, C. E. M. *Gestão de Águas Pluviais Urbanas*. Ministério das Cidades – Global Water Partnership - World Bank – Unesco. 2005.

TUNDISI, J. G. Limnologia e gerenciamento integrado de recursos hídricos. Avanços conceituais e metodológicos. *Ciência e Ambiente* 21. 9-20 pp. 2001.

ULIANA, E. M.; ALMEIDA, F. T.; SOUZA, A. P.; CRUZ, I. F.; LISBOA, L.; JUNIOR, M. F. S. Application of SAC-SMA and IPH II hydrological models in

the Teles Pires River basin, Brazil. *Brazilian Journal of Water Resources*, v. 24, e15, 2019.

USGS. O ciclo d'água. USGS. 2017. Disponível em : <[https://www.usgs.gov/special-topic/water-science-school/science/o-ciclo-d-gua-water-cycle-portuguese?qt-science\\_center\\_objects=0#qt-science\\_center\\_objects](https://www.usgs.gov/special-topic/water-science-school/science/o-ciclo-d-gua-water-cycle-portuguese?qt-science_center_objects=0#qt-science_center_objects) > acesso em 20/08/2020.

VARENNE, P. ; MENDONÇA. Sobre a fórmula de Iszkowski para determinação do caudal de máxima cheia. *Artigo histórico*. 1947.

VILLELA S. M.; MATTOS, A. *Hidrologia Aplicada*. 1ª ed. São Paulo. McGraw-Hill do Brasil, 1975. 245p.

WALLIS, J. R. (1980). Risk and Uncertainties in the Evaluation of Flood Events for the Design of Hydraulic Structures in: Piene e Siccita, editors: E. Guggino, G. Rossi e Todini pp. 3-36, Fondazione Politecnica del Mediterraneo, Catania, Italia.

WARD, A. D.; TRIMBLE, S. W. *Environmental Hydrology*. 2ª Ed. Lewis Publishers, 2003.

YEN, B. C.; CHOW, V. T. Design Hyetographs for Small Drainage Structures. *Journal of the Hydraulics Division*, 106, HY6, p. 1055-76, 1980.

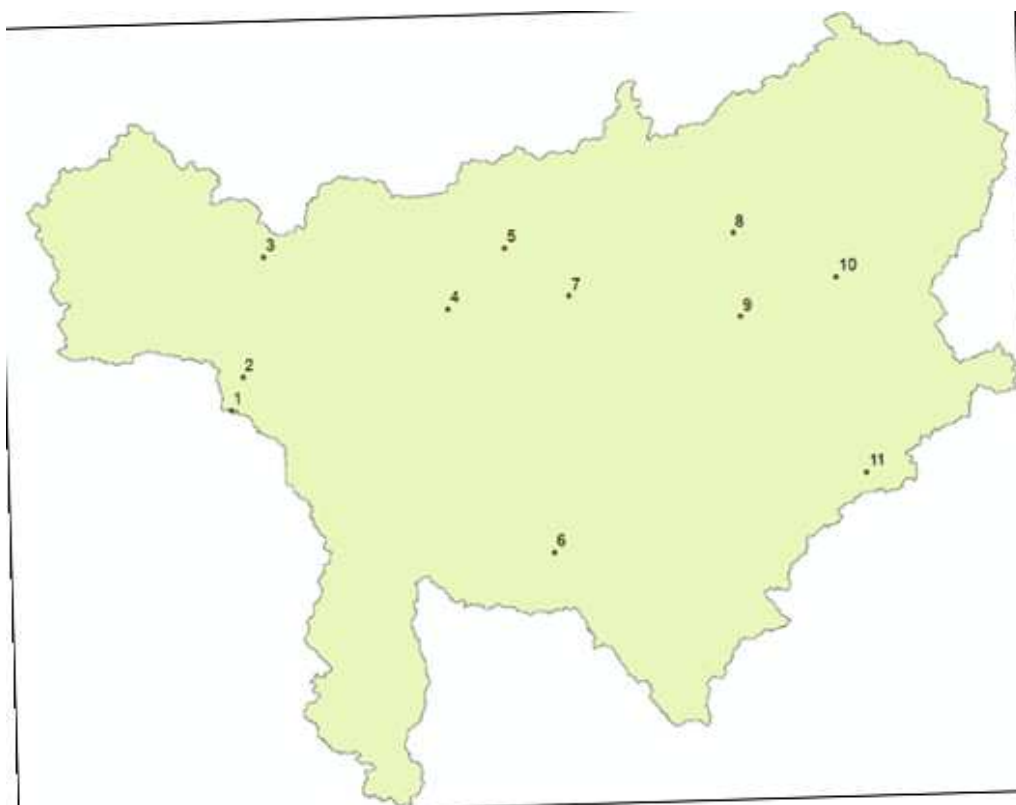
**APÊNDICE A – CONFIGURAÇÕES DE THIESSEN**

FIGURA 17 – DISPOSIÇÃO DOS POSTOS PLUVIOMÉTRICOS NA ÁREA DE ESTUDO

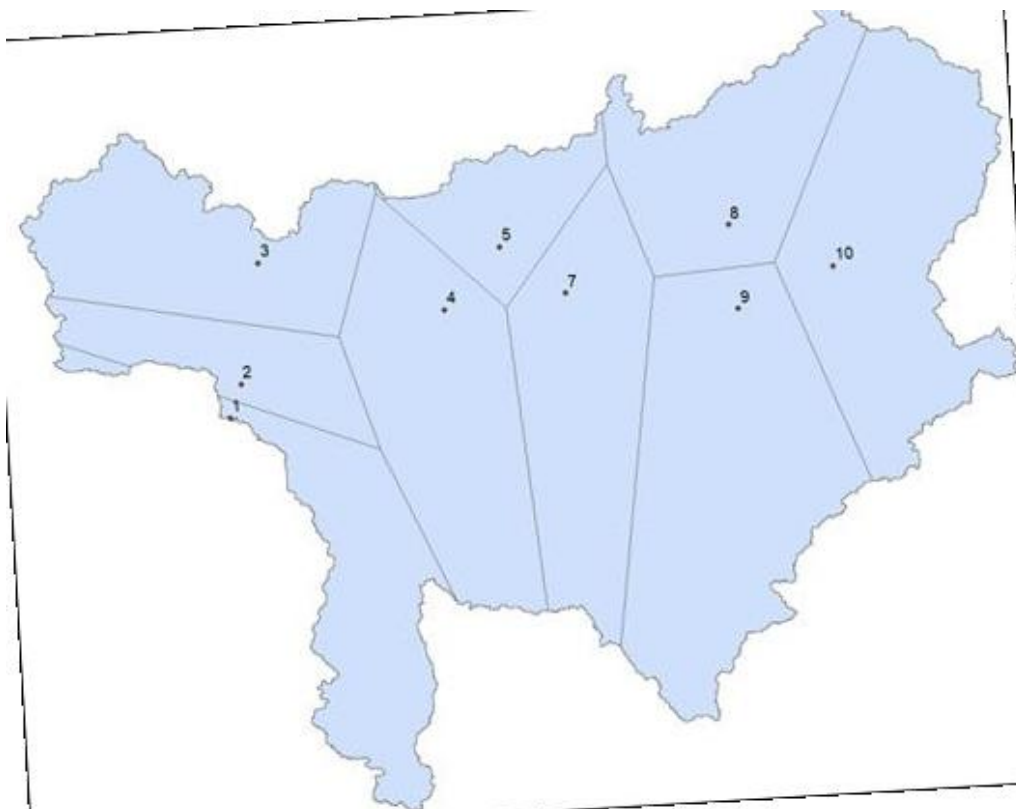


FIGURA A2 - MÉDIA 1 - POLÍGONOS DE THIESSEN COM DADOS AUSENTES DOS POSTOS 6 E 11

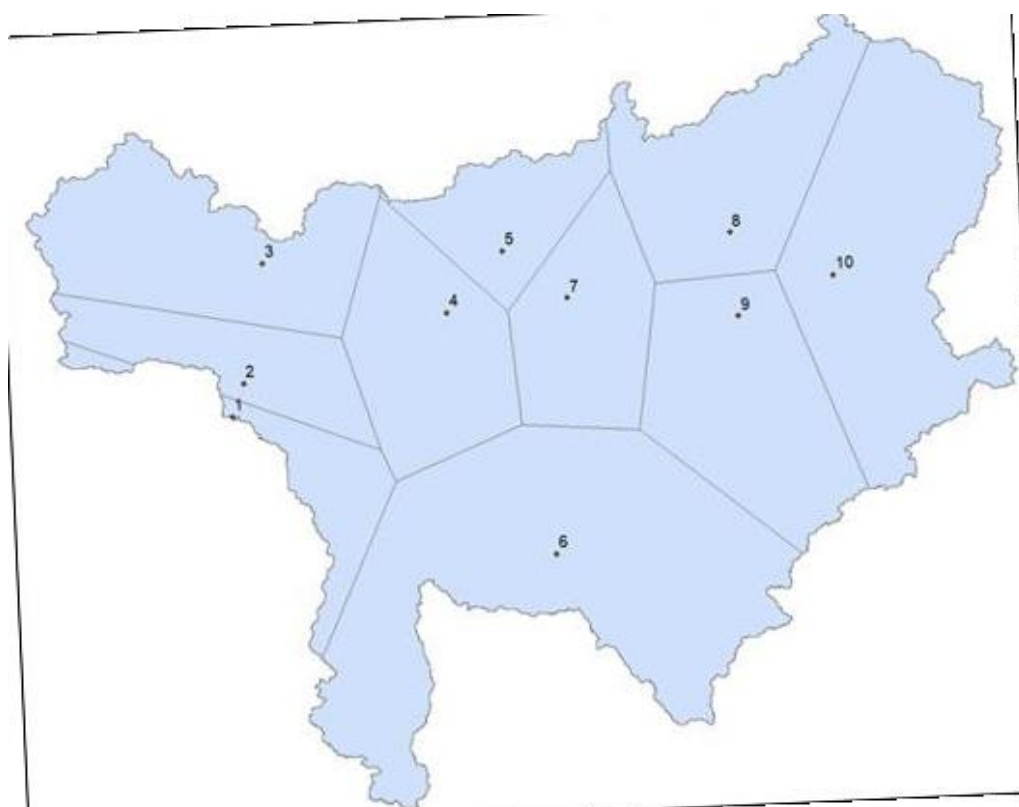


FIGURA A3 - MÉDIA 2 - POLÍGONOS DE THIESSEN COM DADOS AUSENTES DO POSTO 11

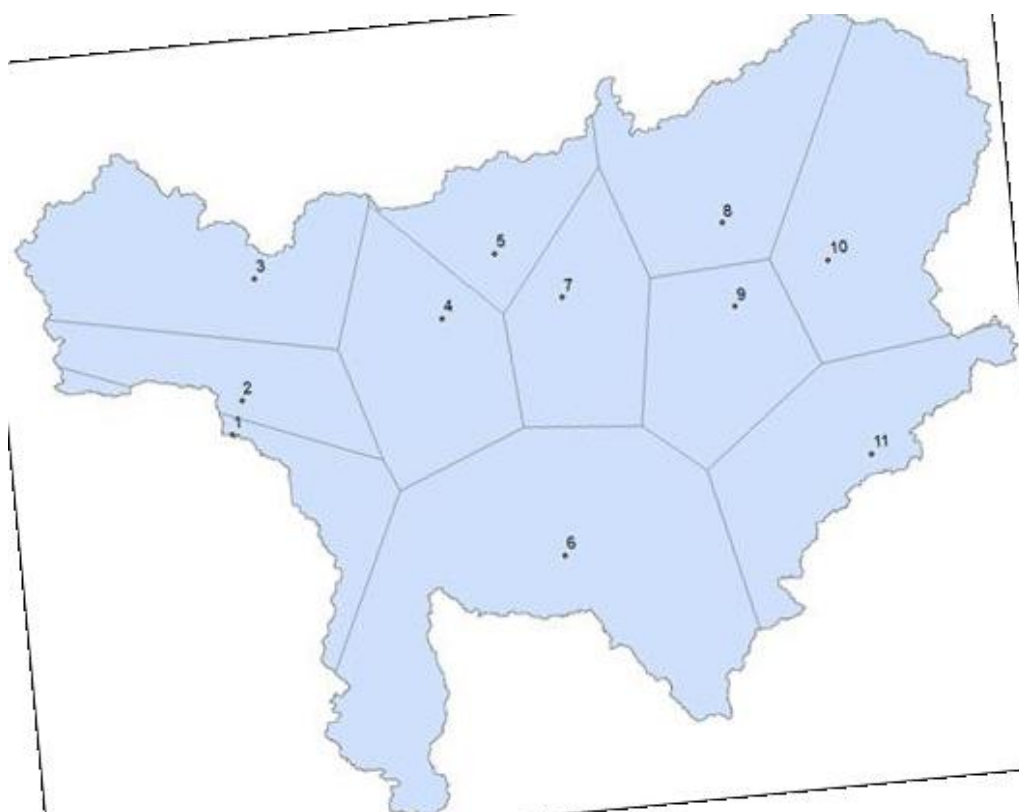


FIGURA A4 - MÉDIA 3 - POLÍGONOS DE THIESSEM COM DADOS DISPONÍVEIS EM TODOS OS POSTOS

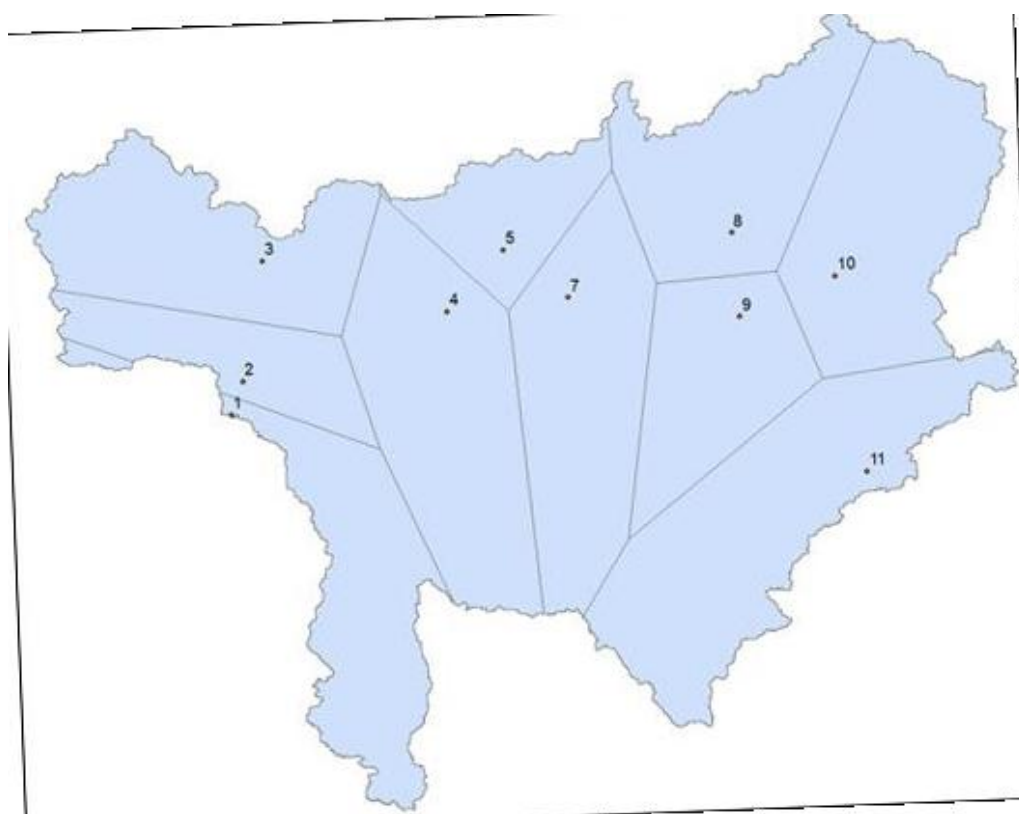


FIGURA A5 - MÉDIA 4 – POLÍGONOS DE THIESSEN COM DADOS AUSENTES DO POSTO 6

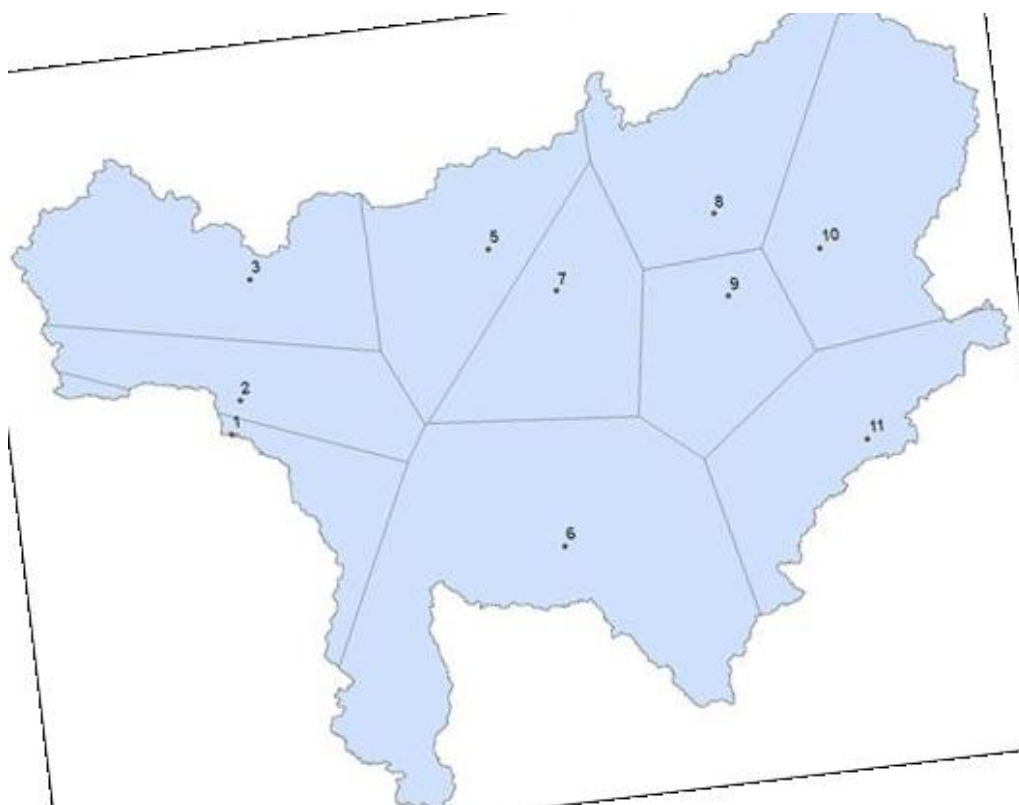


FIGURA A6 - MÉDIA 5 - POLÍGONOS DE THIESSEN COM DADOS AUSENTES DO POSTO 4



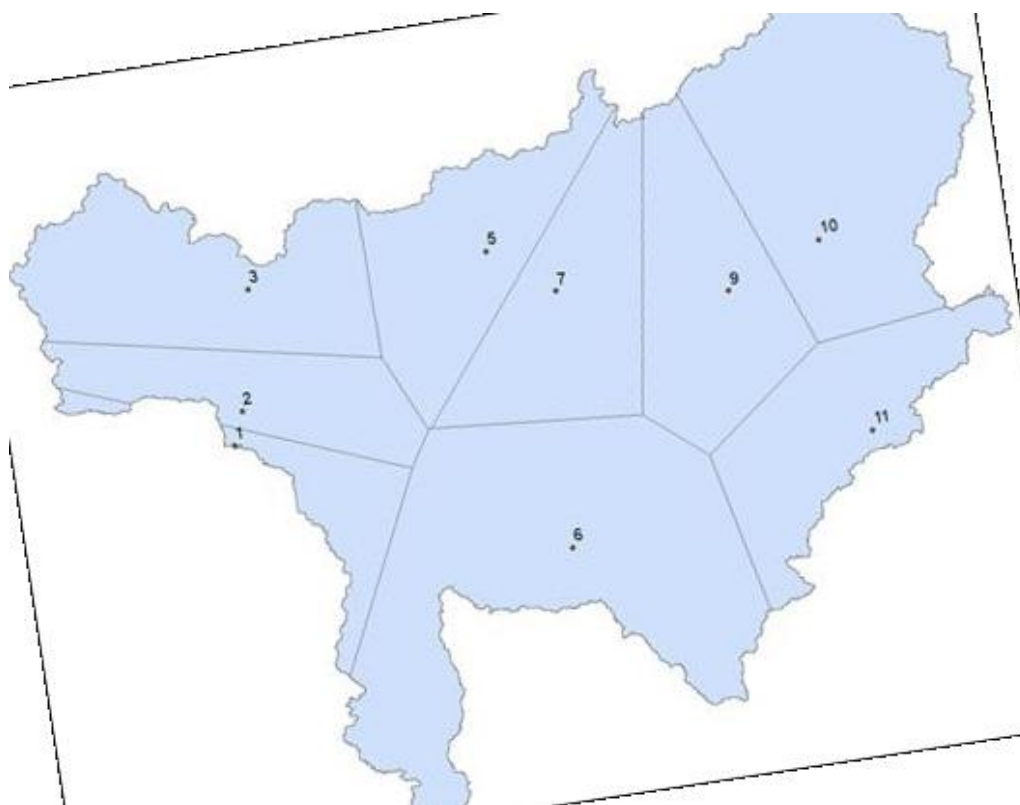


FIGURA A7 – MÉDIA 6 - POLÍGONOS DE THIESSEN COM DADOS AUSENTES DOS POSTOS 4 E 8

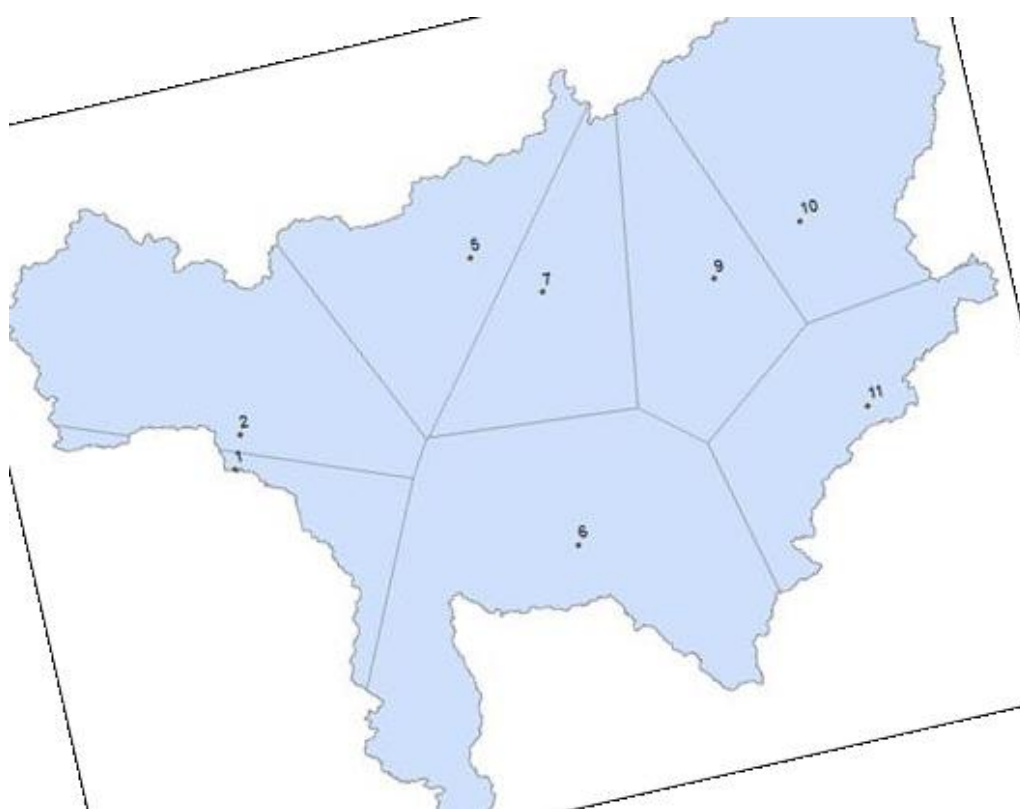


FIGURA A8 - MÉDIA 7 - POLÍGONOS DE THIESSEN COM DADOS AUSENTES DOS POSTOS 3, 4 E 8

## APÊNDICE B – HIDROGRAMAS DE CHEIAS MÁXIMAS ANUAIS

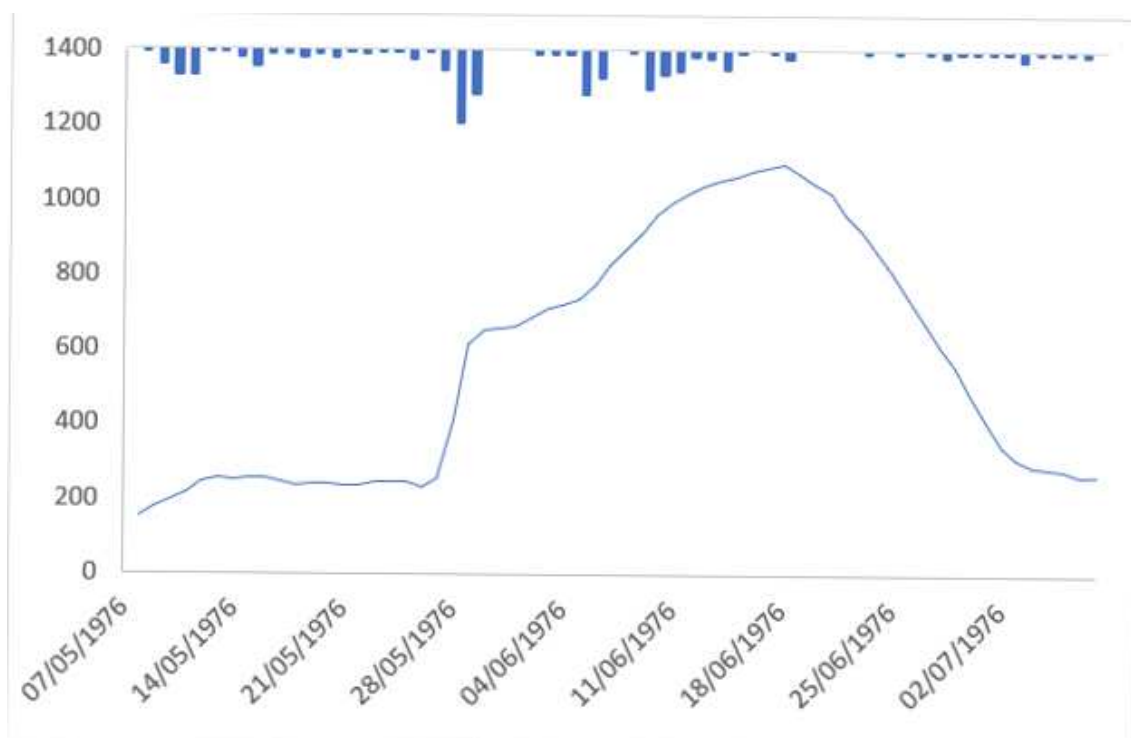


FIGURA B1 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1976

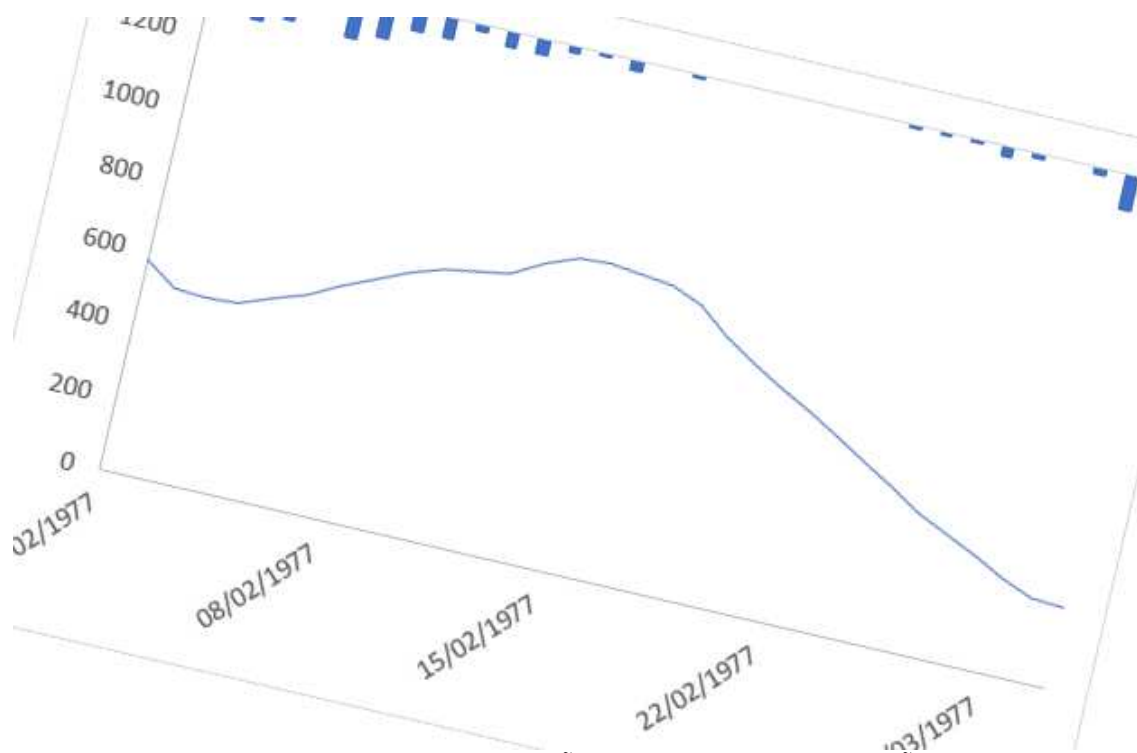


FIGURA B2 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1977

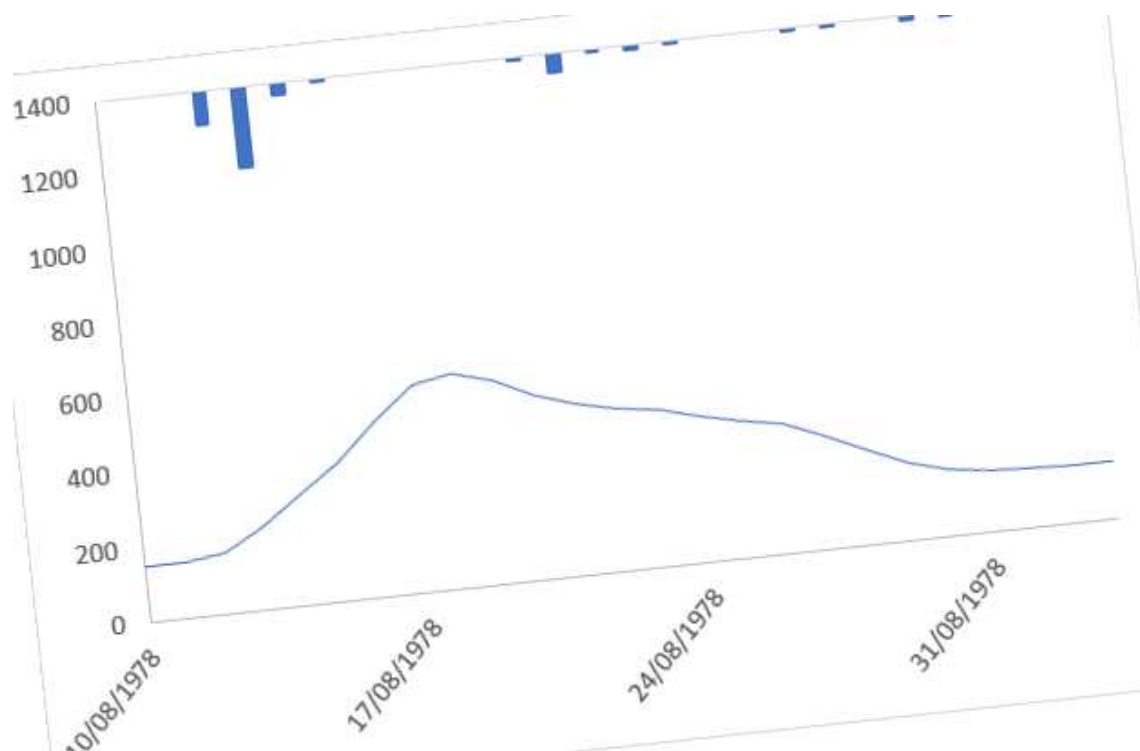


FIGURA B3 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1978

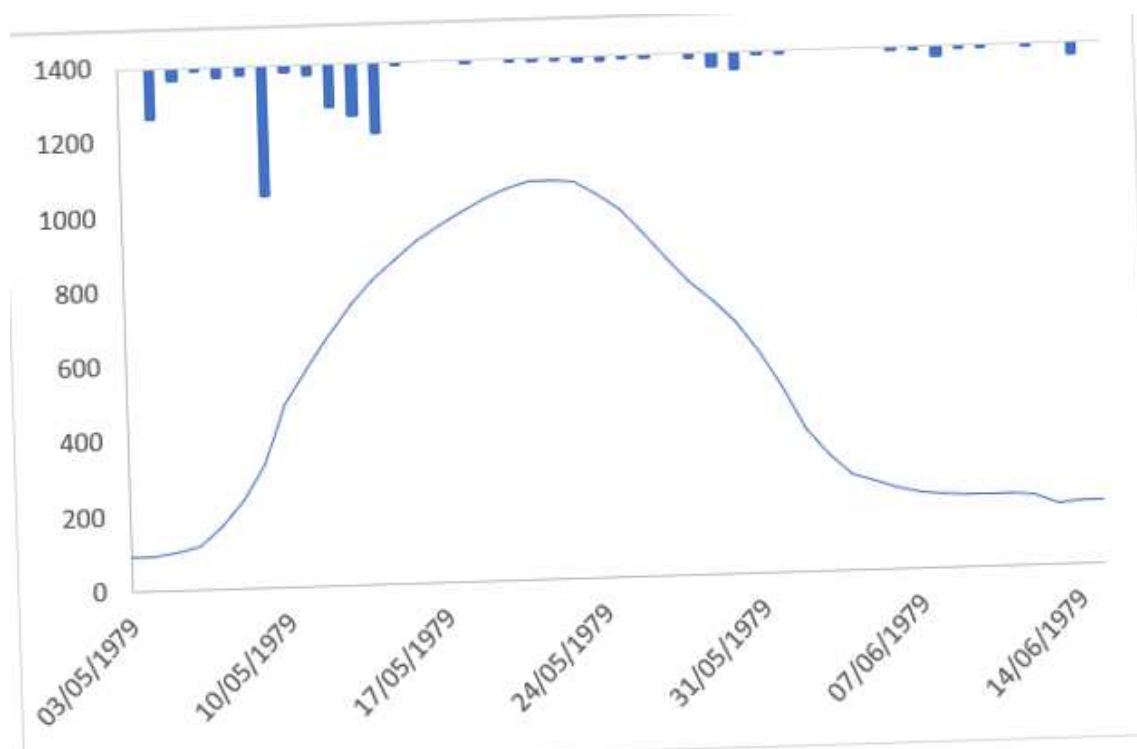


FIGURA B4 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1979

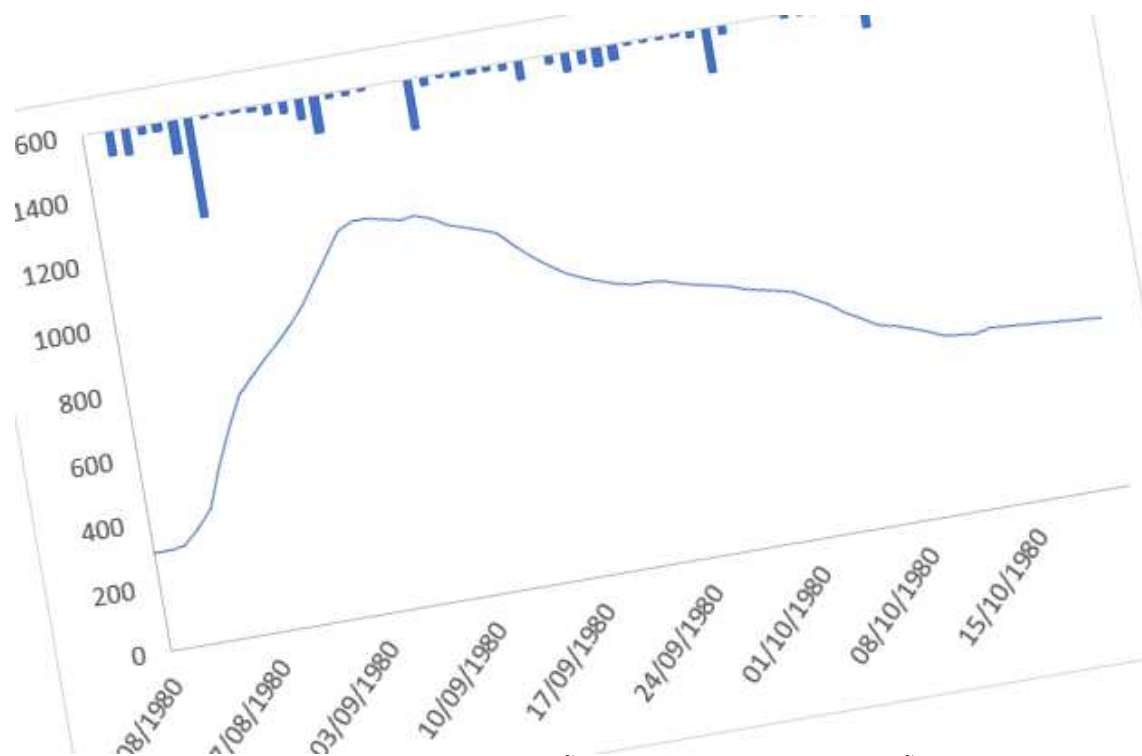


FIGURA B5 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1980

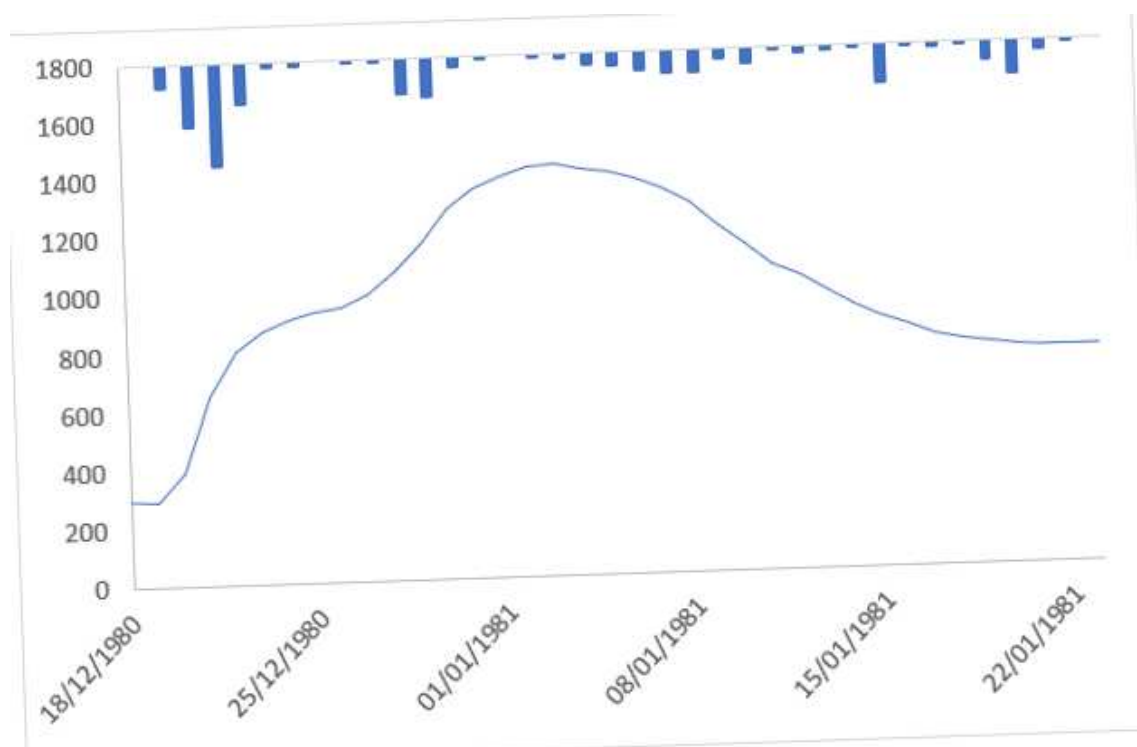


FIGURA B6 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1981

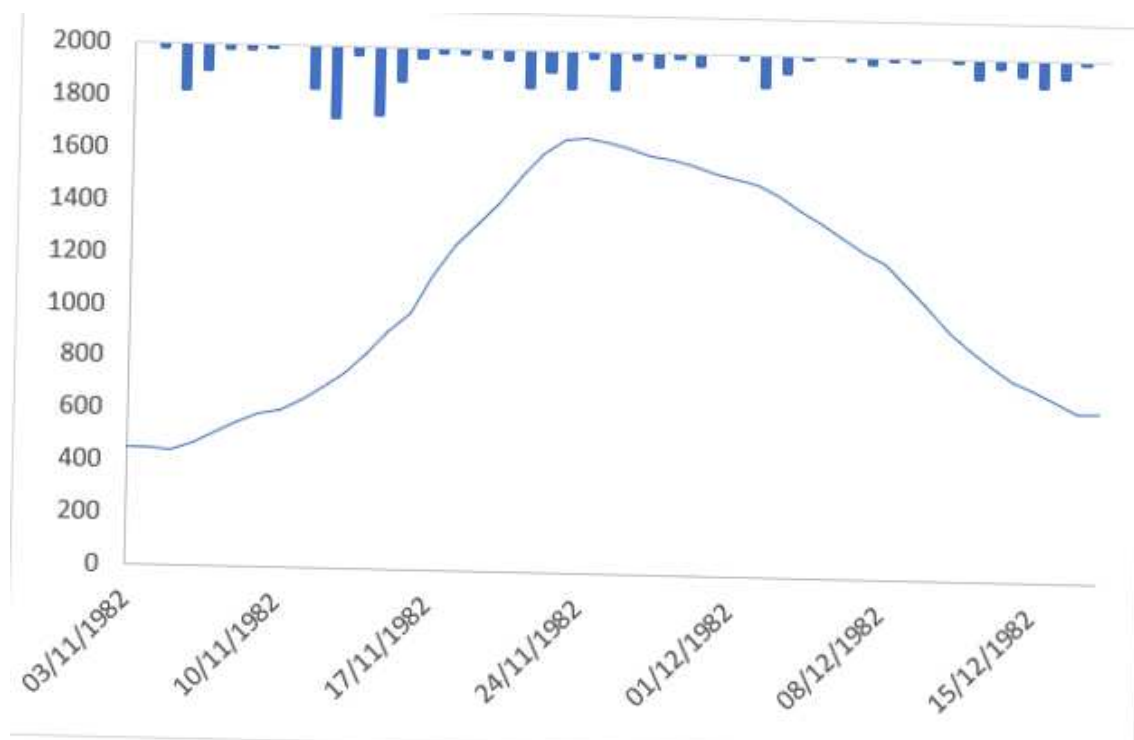


FIGURA B7 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1982

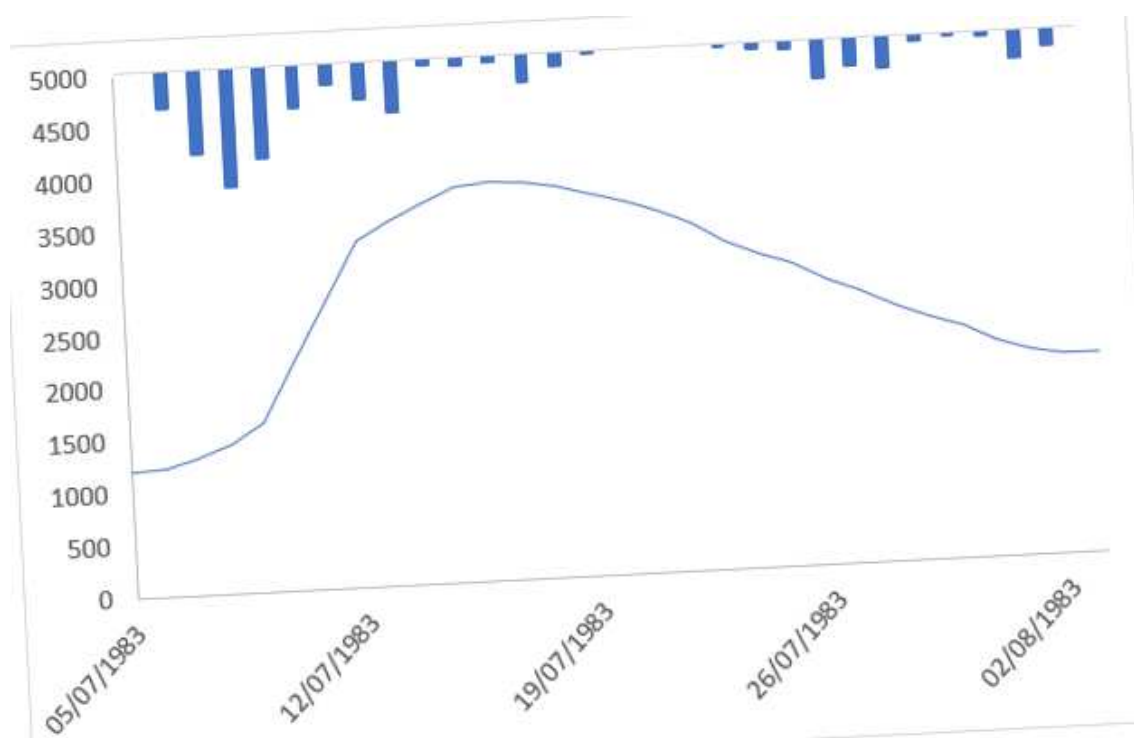


FIGURA B8 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1983

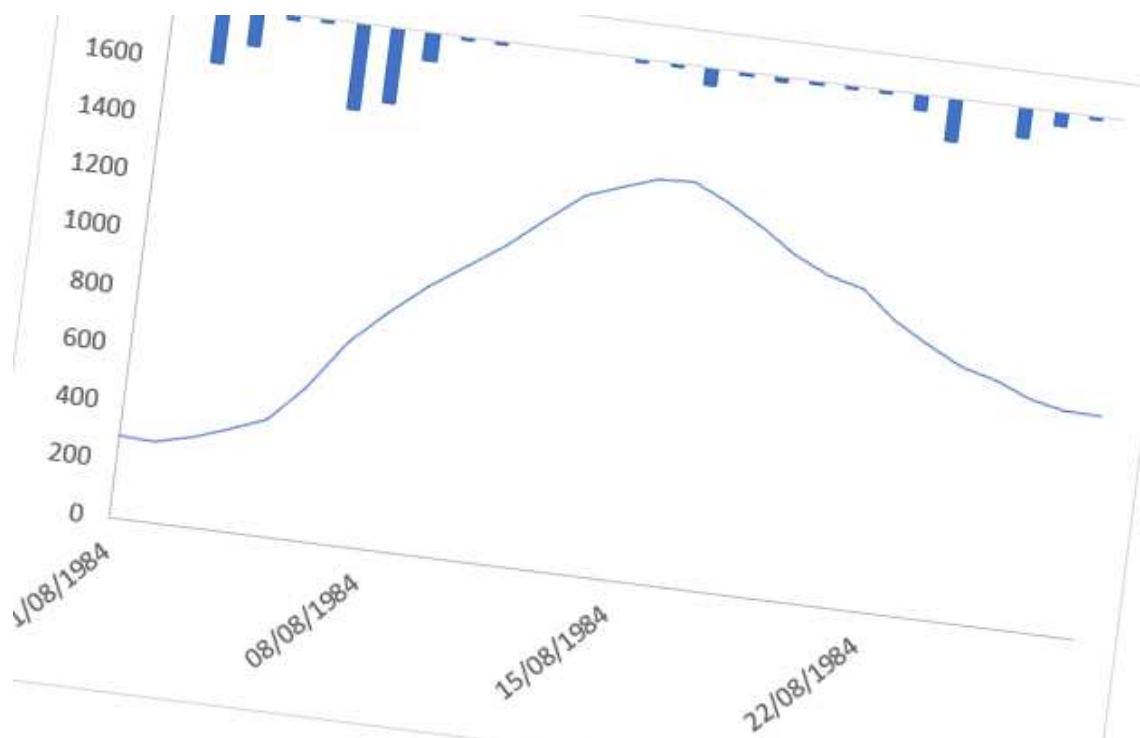


FIGURA B9 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1984

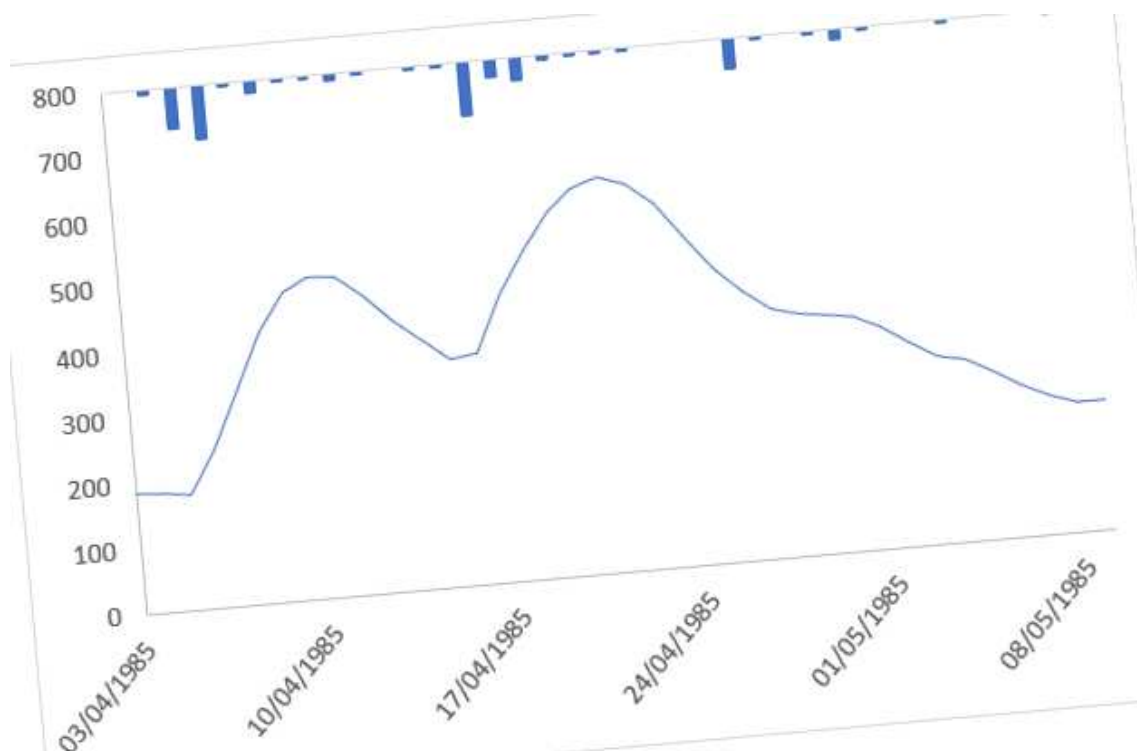


FIGURA B10 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1985

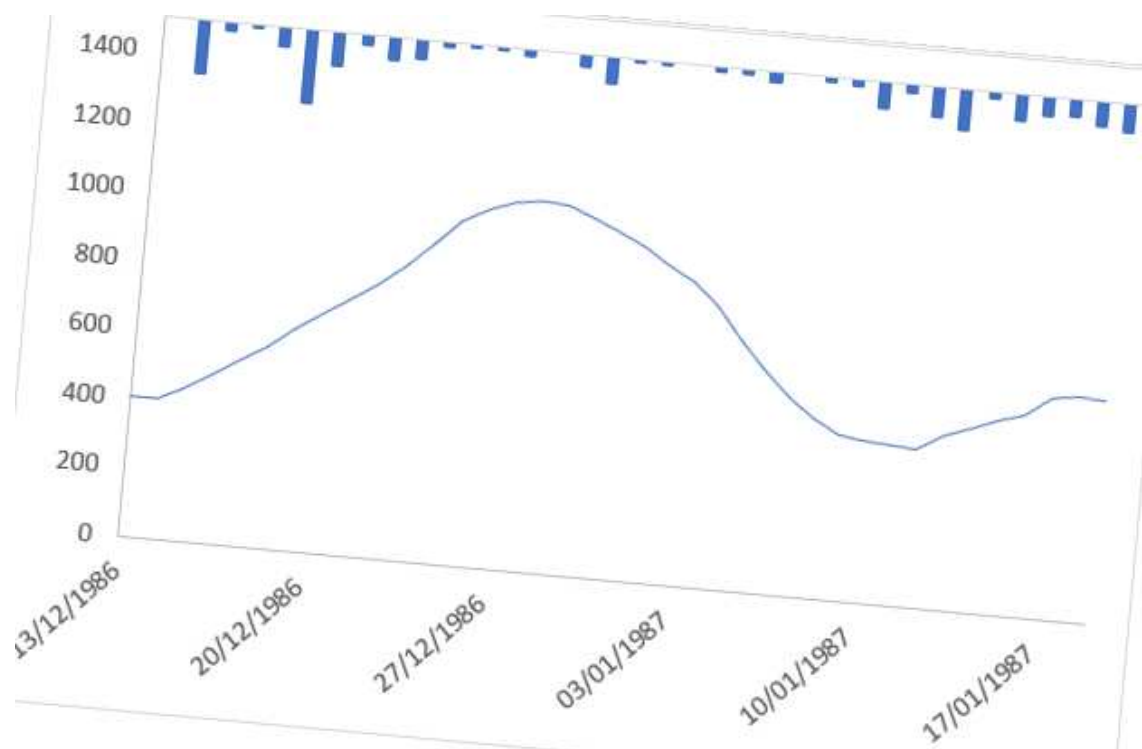


FIGURA B11 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1986

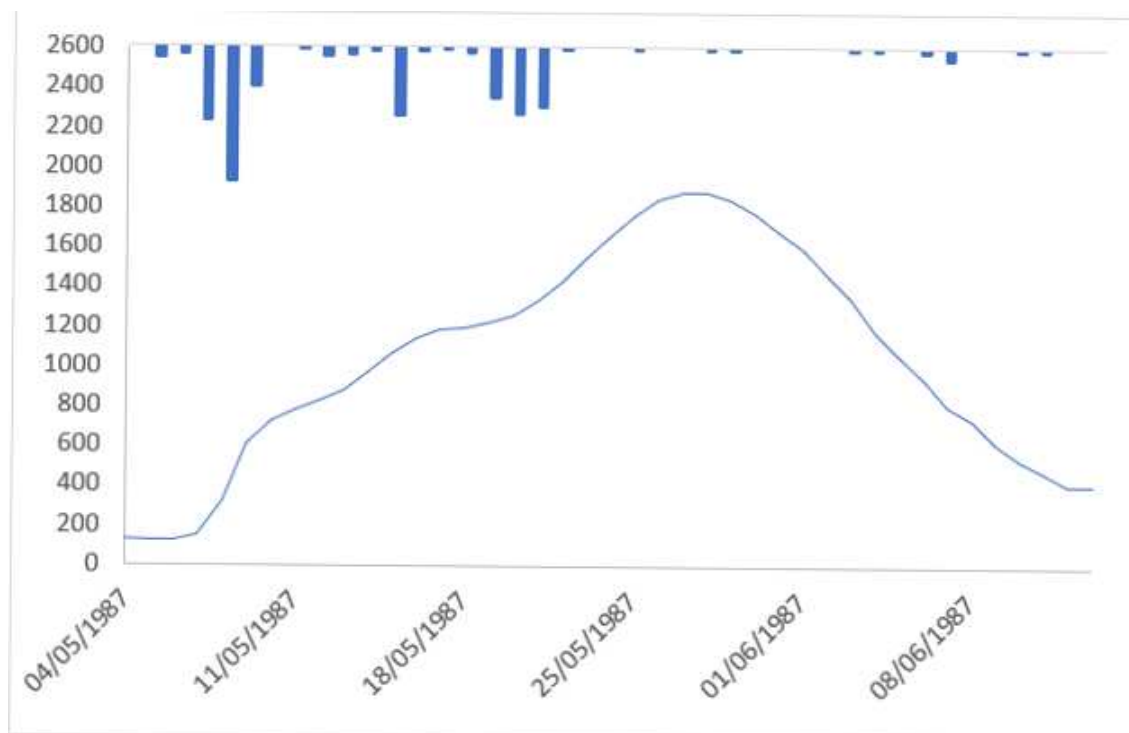


FIGURA B12 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1987

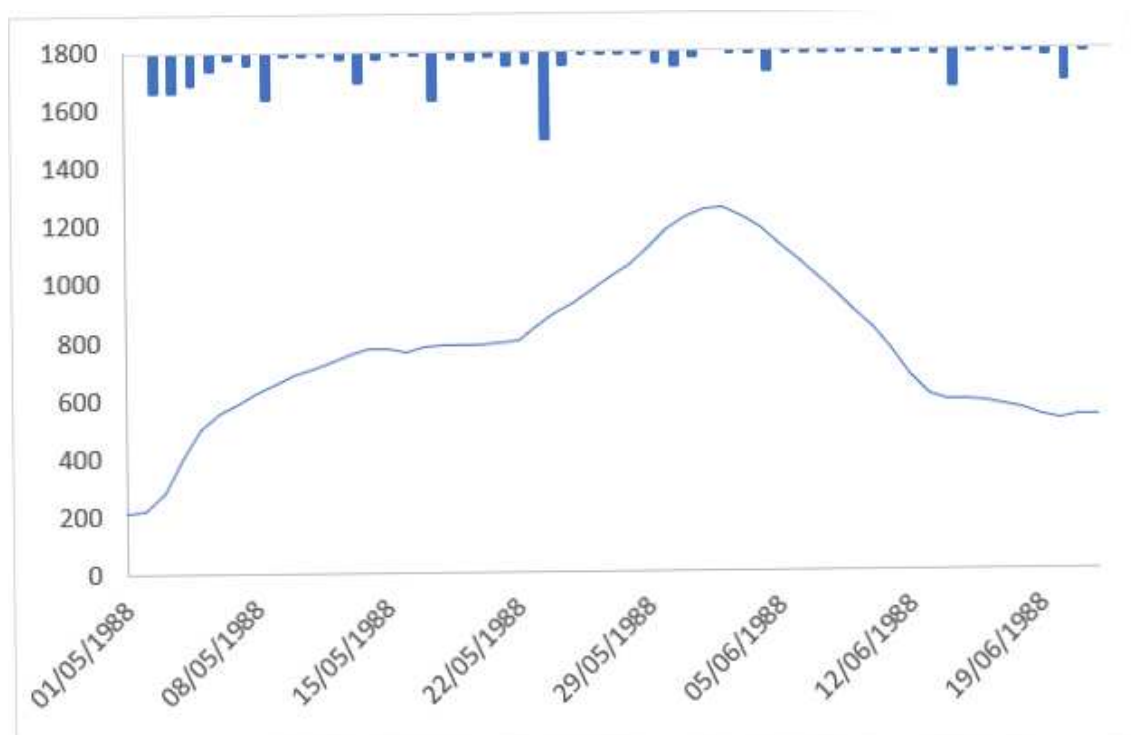


FIGURA B13 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1988

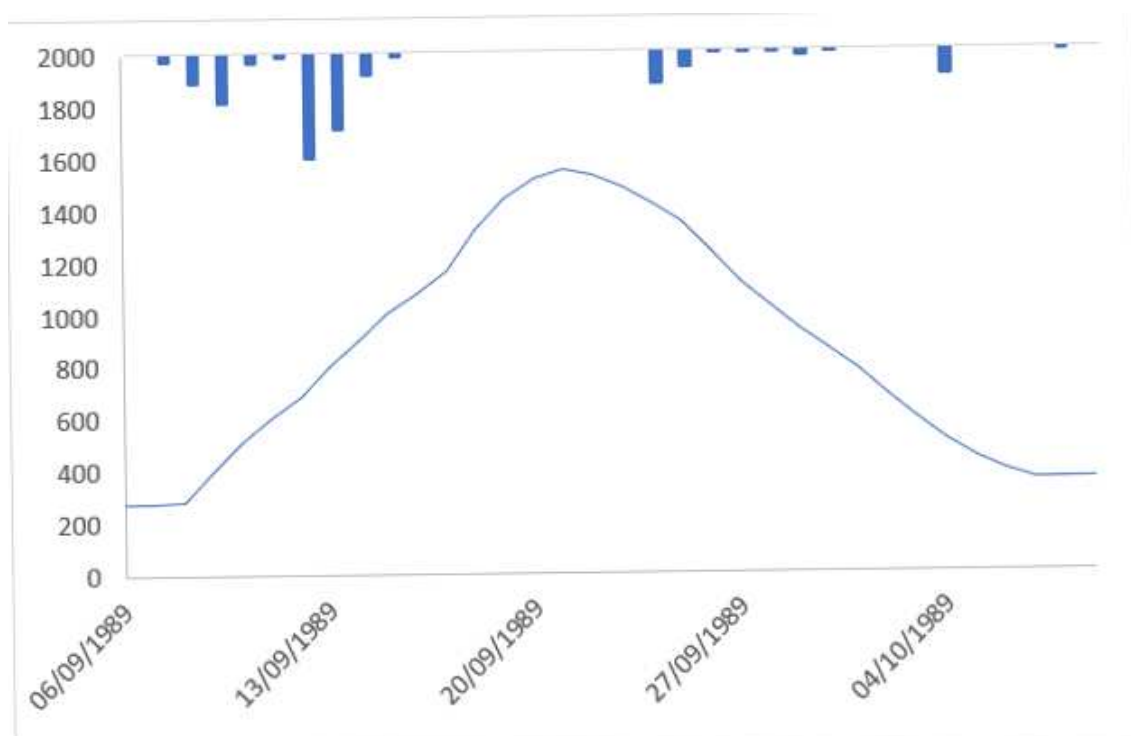


FIGURA B14 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1989



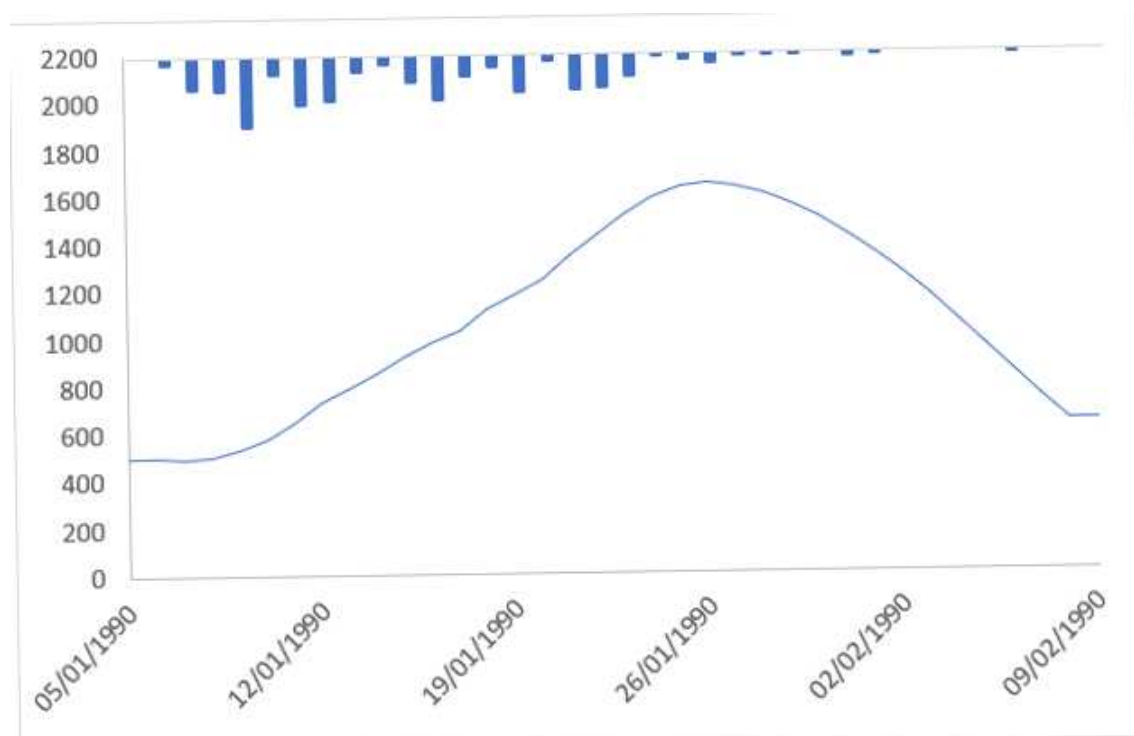


FIGURA B15 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1990

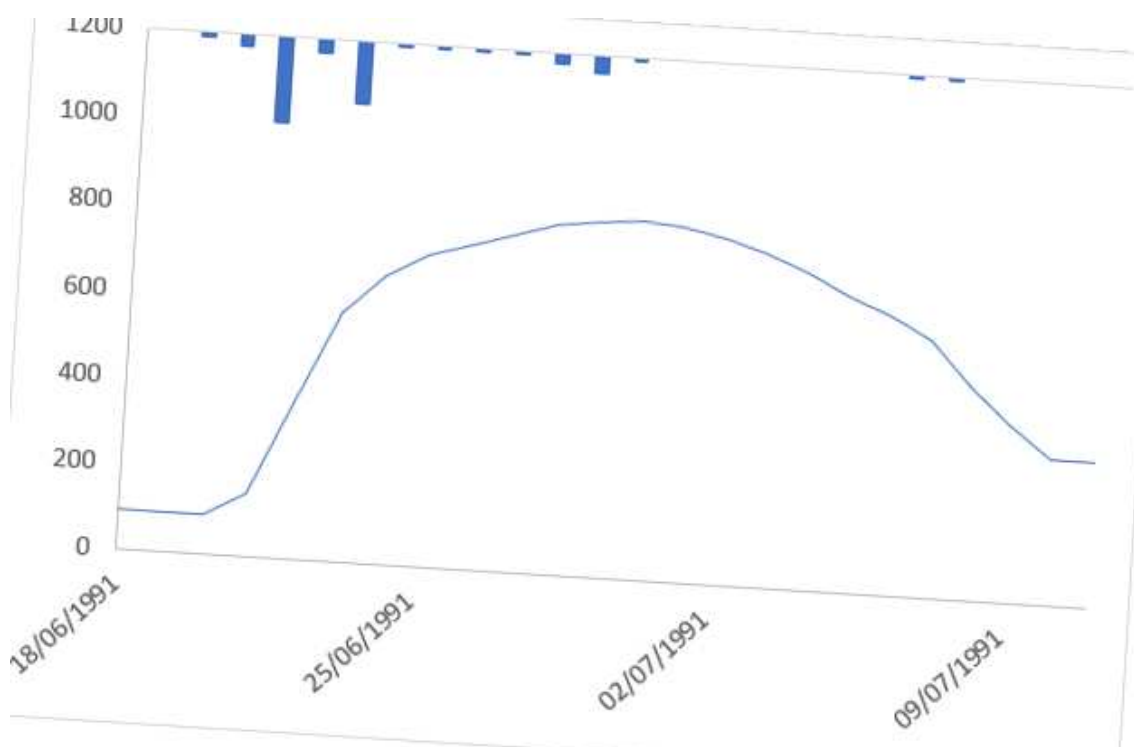


FIGURA B16 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1991

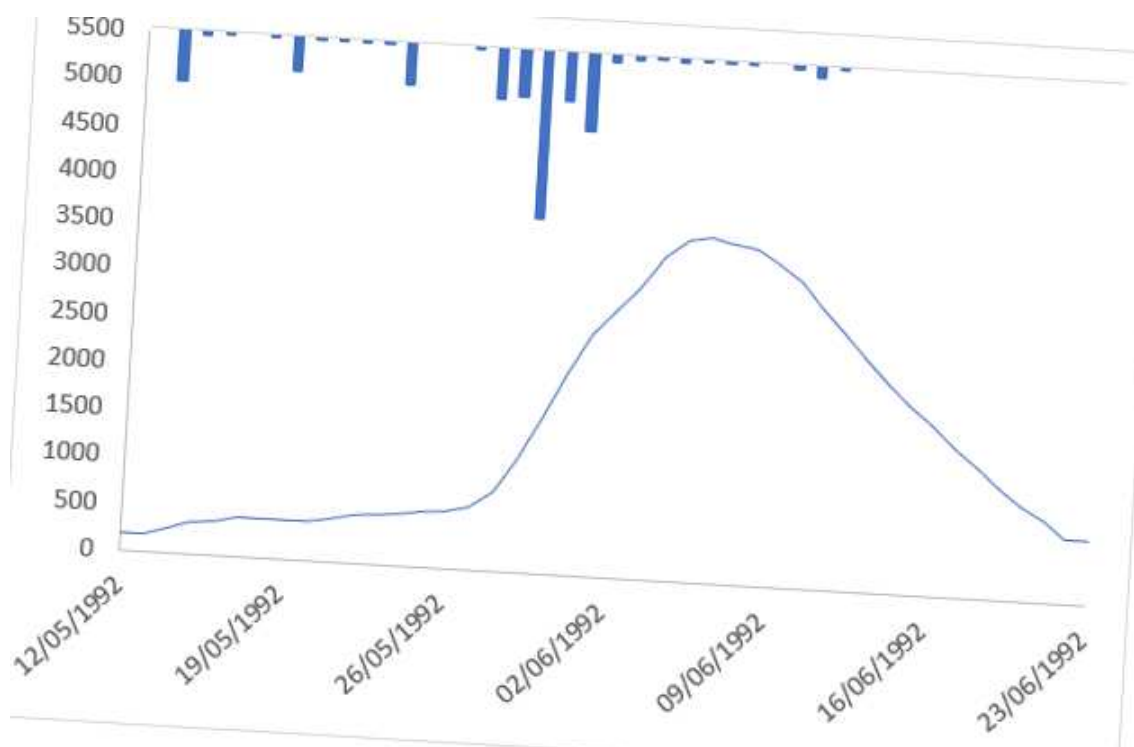


FIGURA B17 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1992

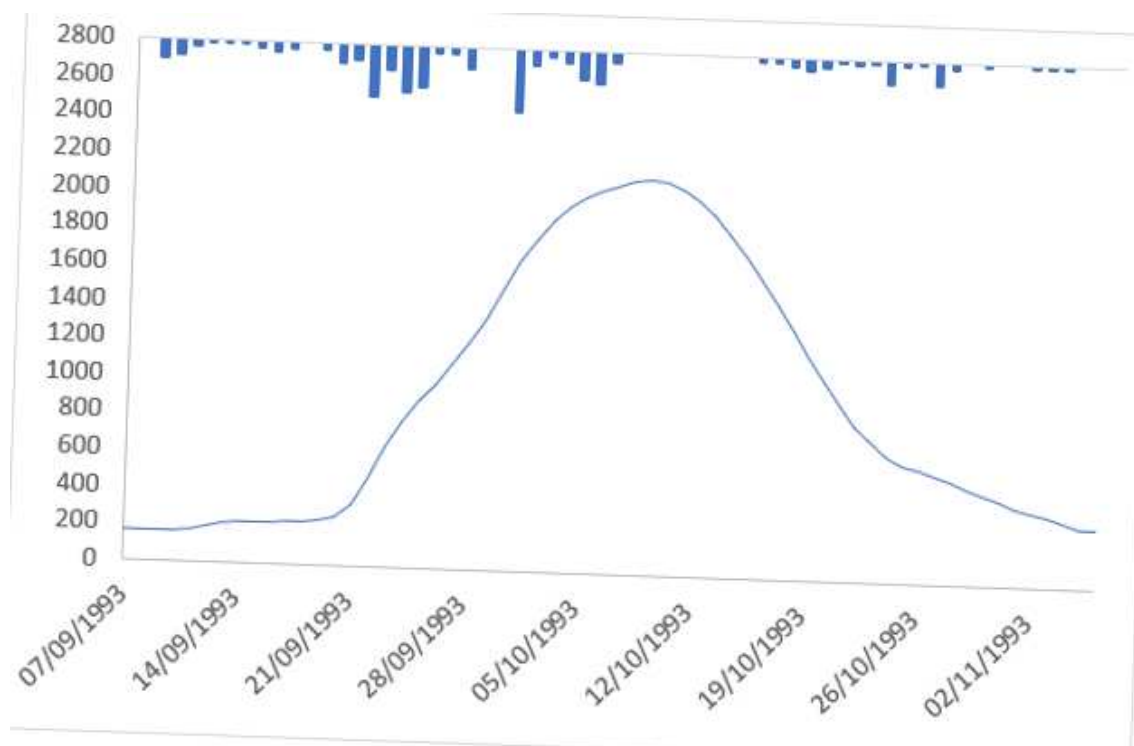


FIGURA B18 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1993

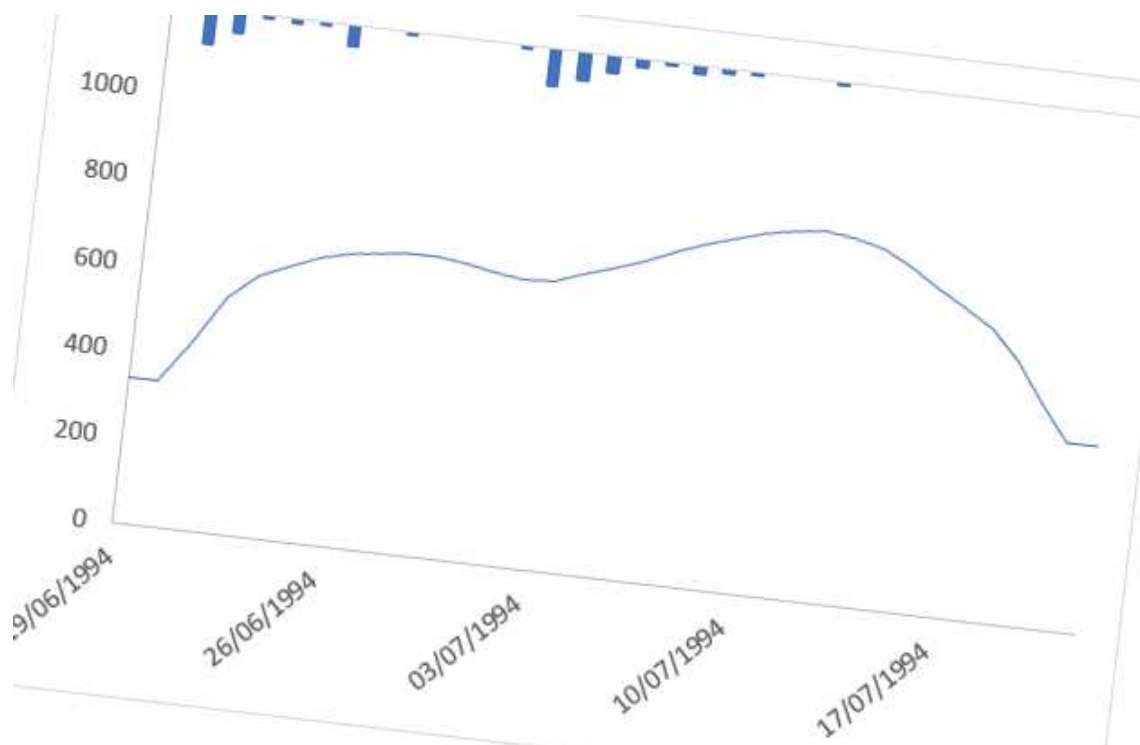


FIGURA B19 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1994

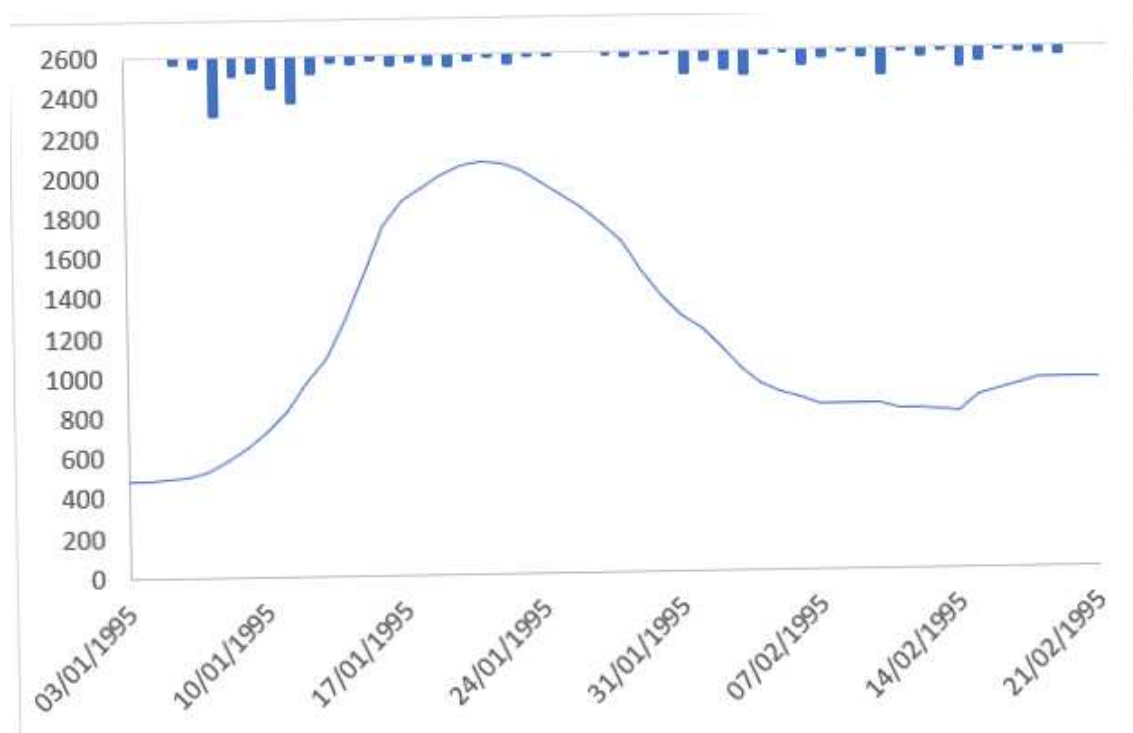


FIGURA B20 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1995

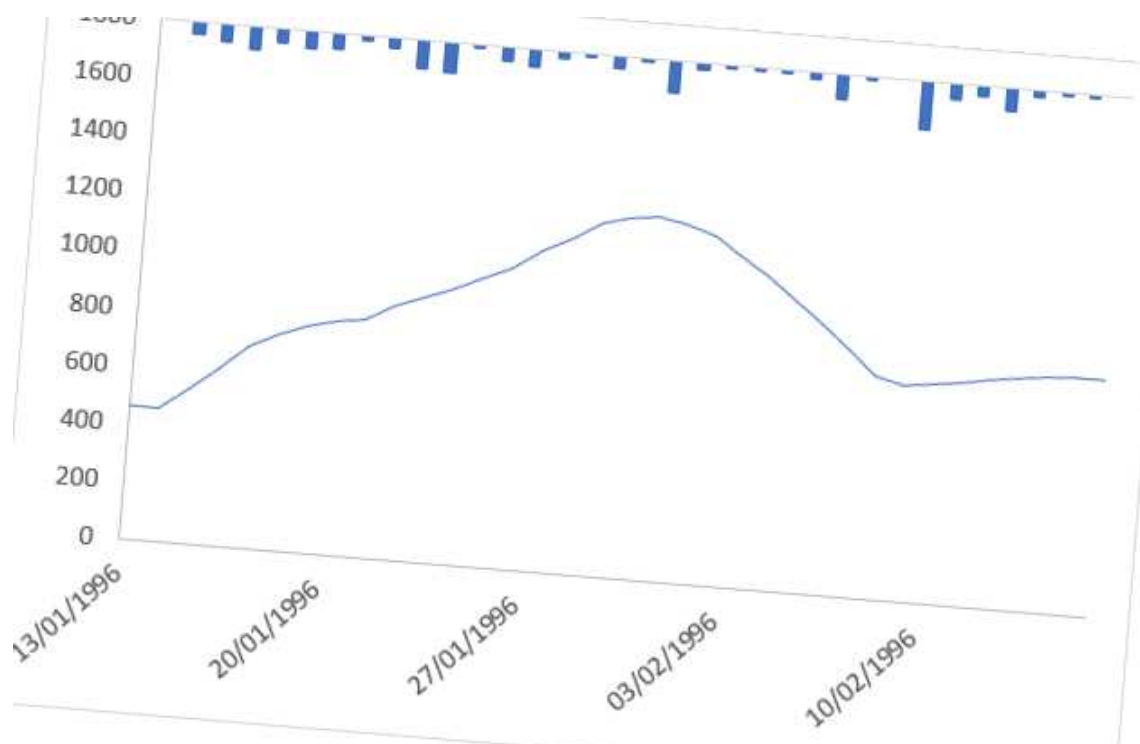


FIGURA B21 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM  $\text{MM}$ ) – 1996

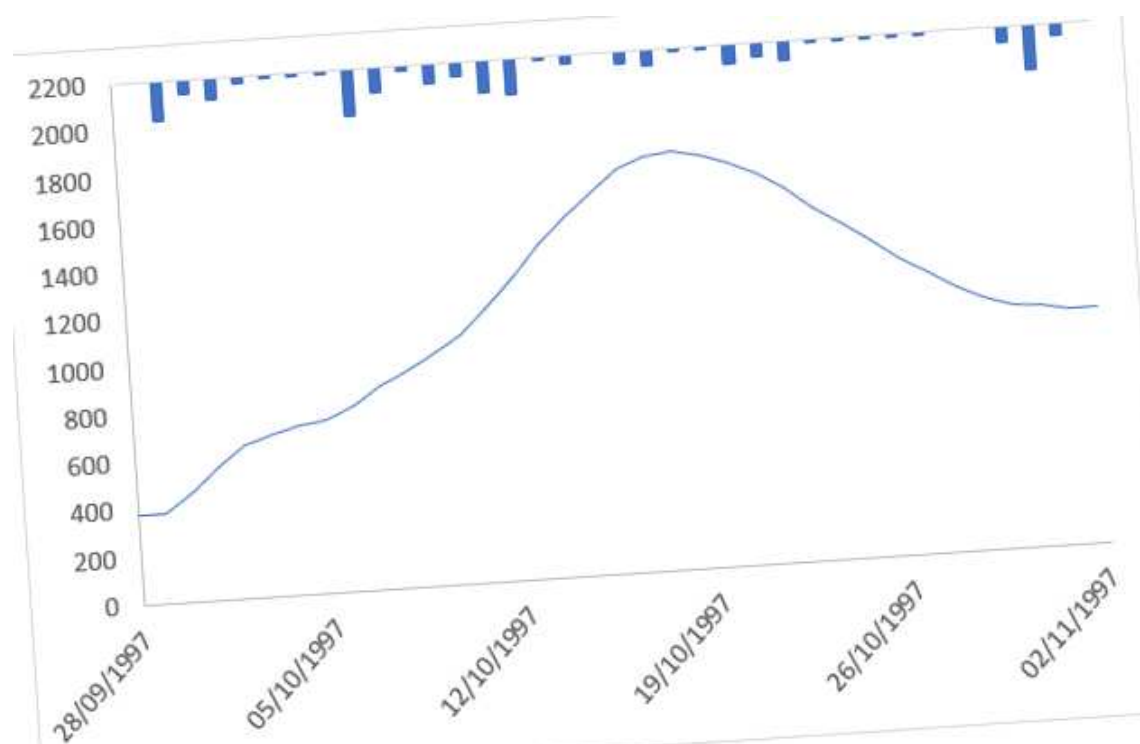


FIGURA B22 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM  $\text{MM}$ ) – 1997

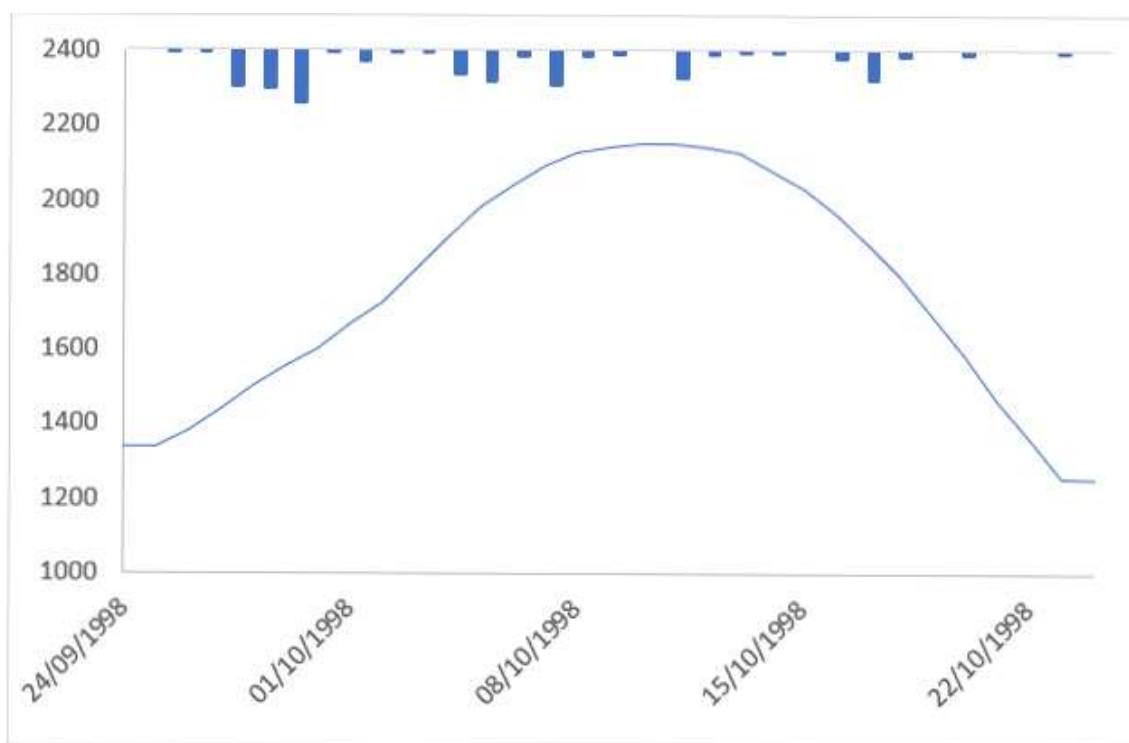


FIGURA B23 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1998

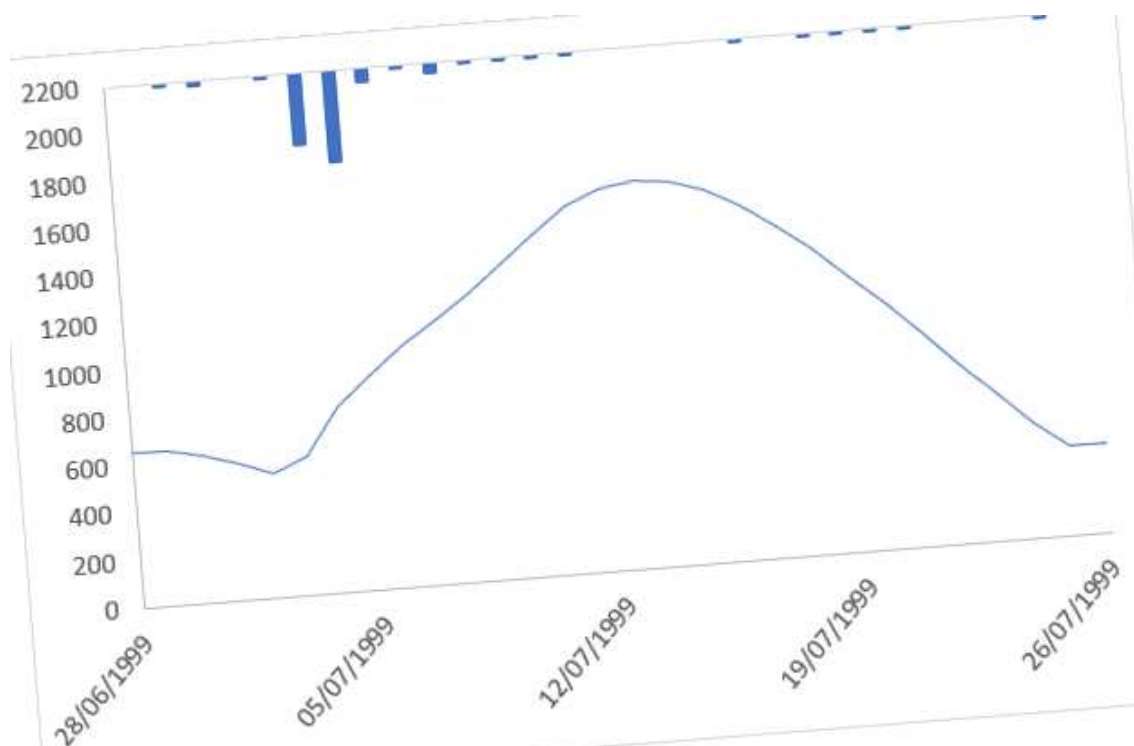


FIGURA B24 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 1999

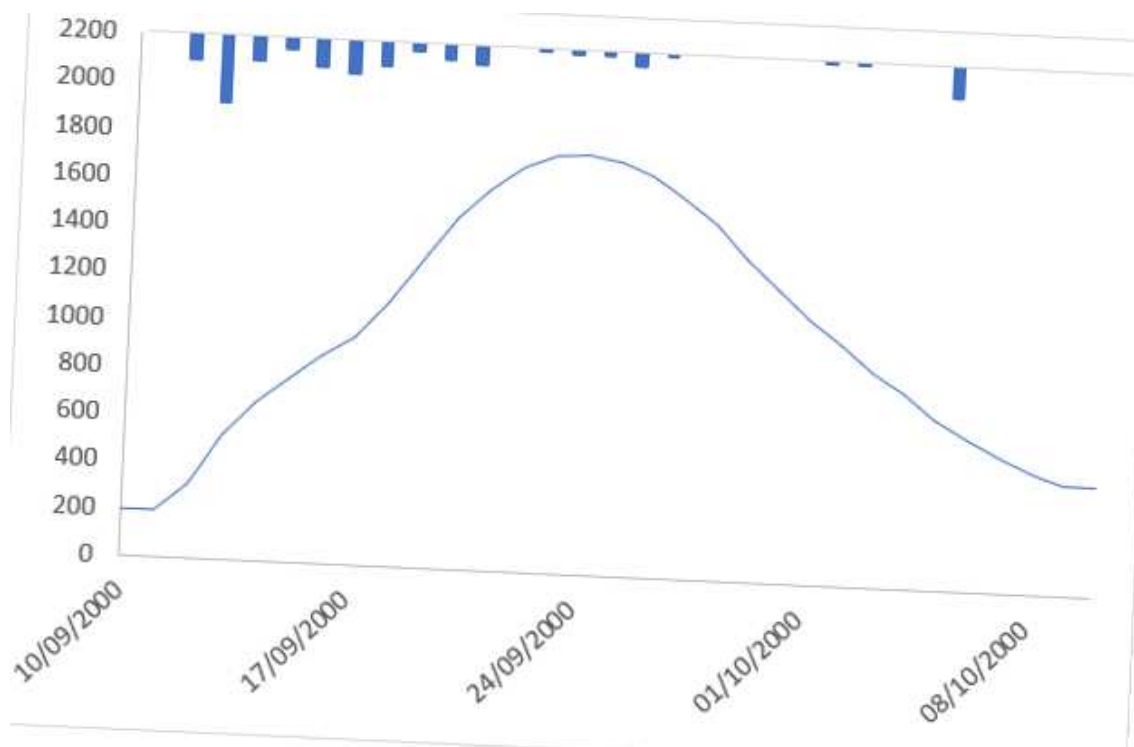


FIGURA B25 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2000

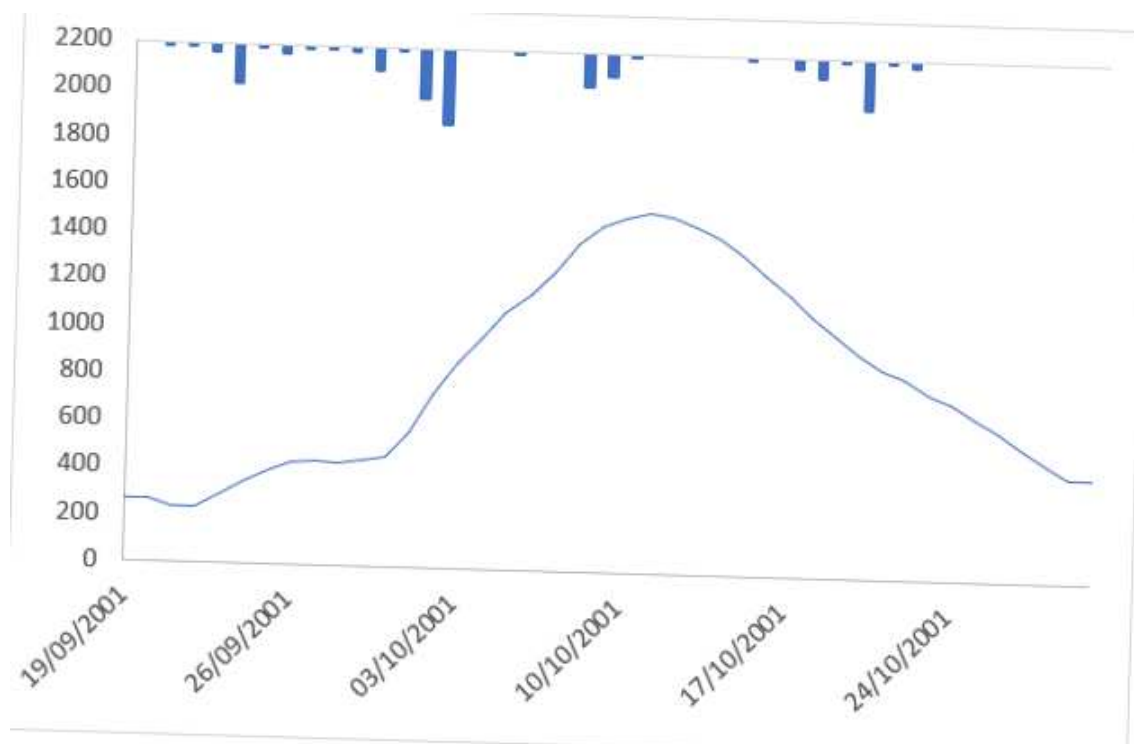


FIGURA B26 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2001

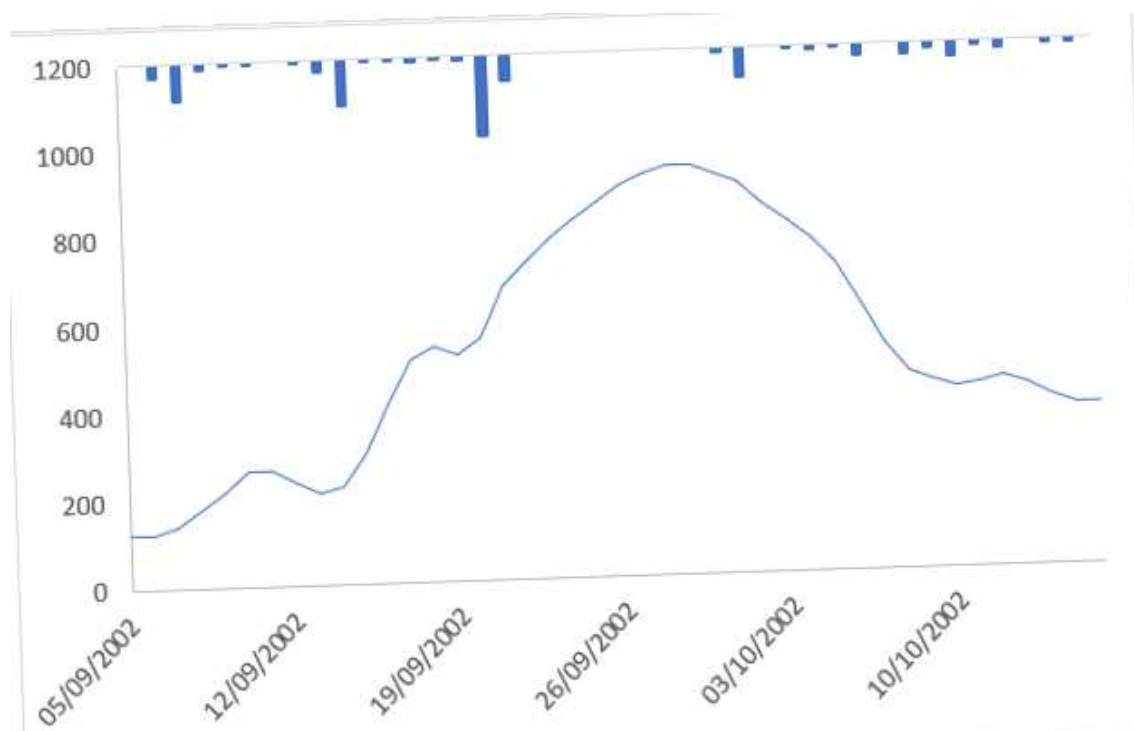


FIGURA B27 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2002

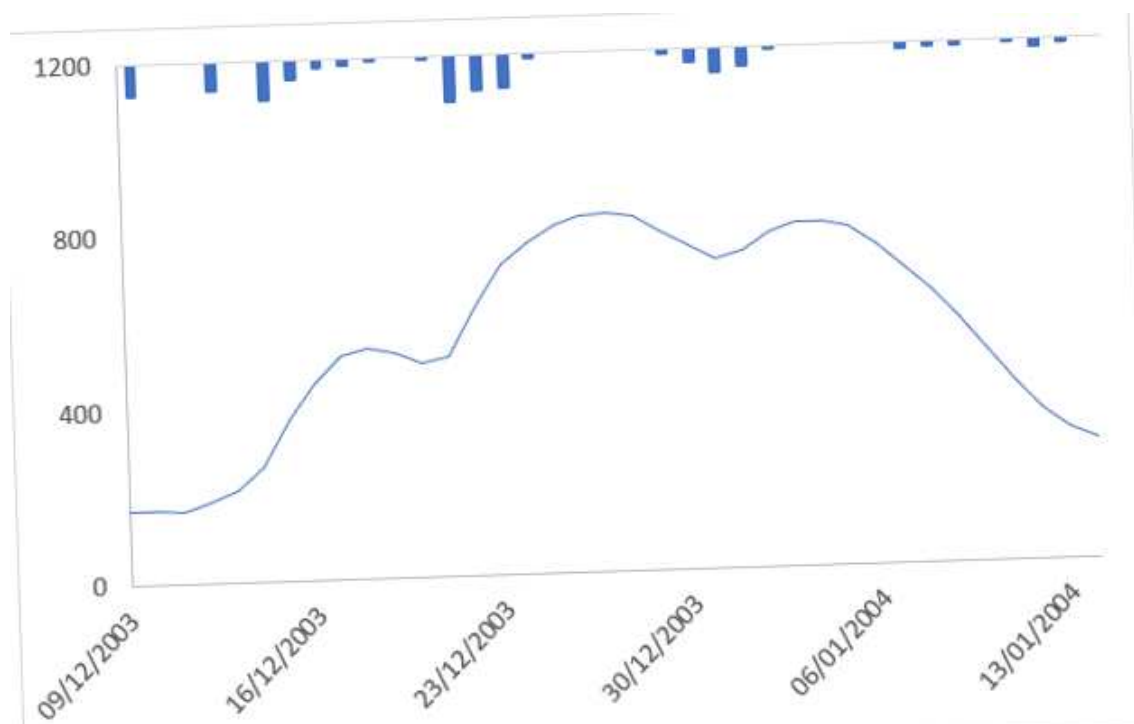


FIGURA B28 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2003

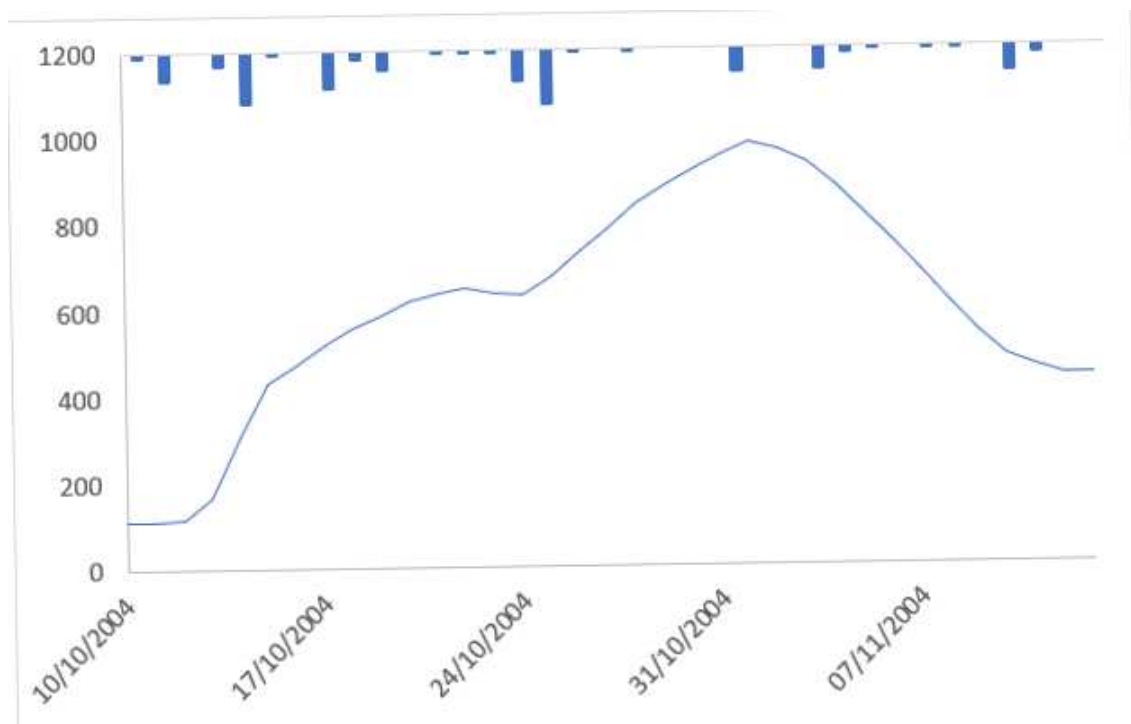


FIGURA B29 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2004

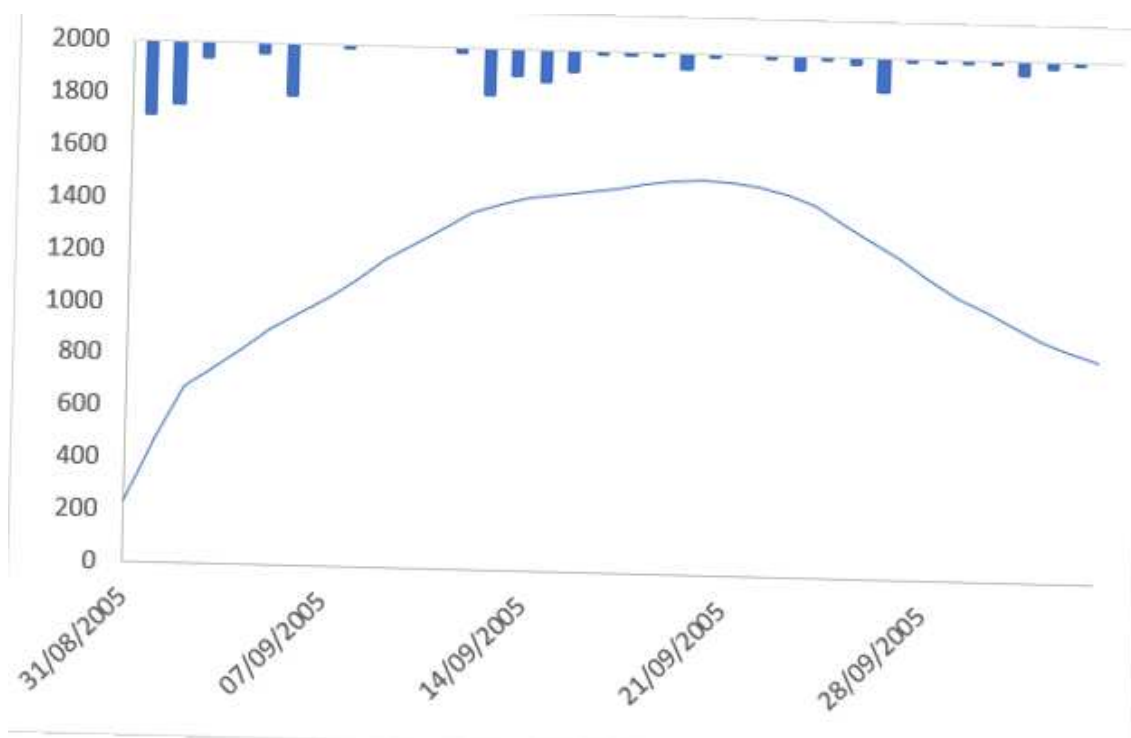


FIGURA B30 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2005



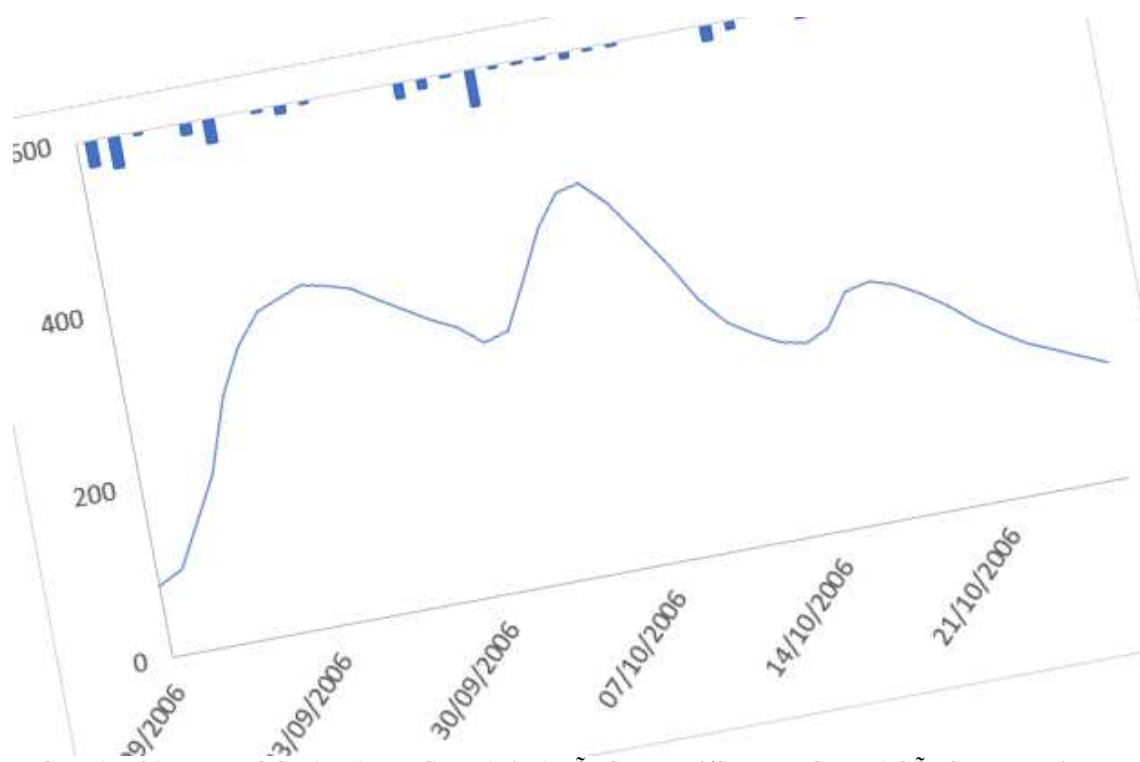


FIGURA B31 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2006

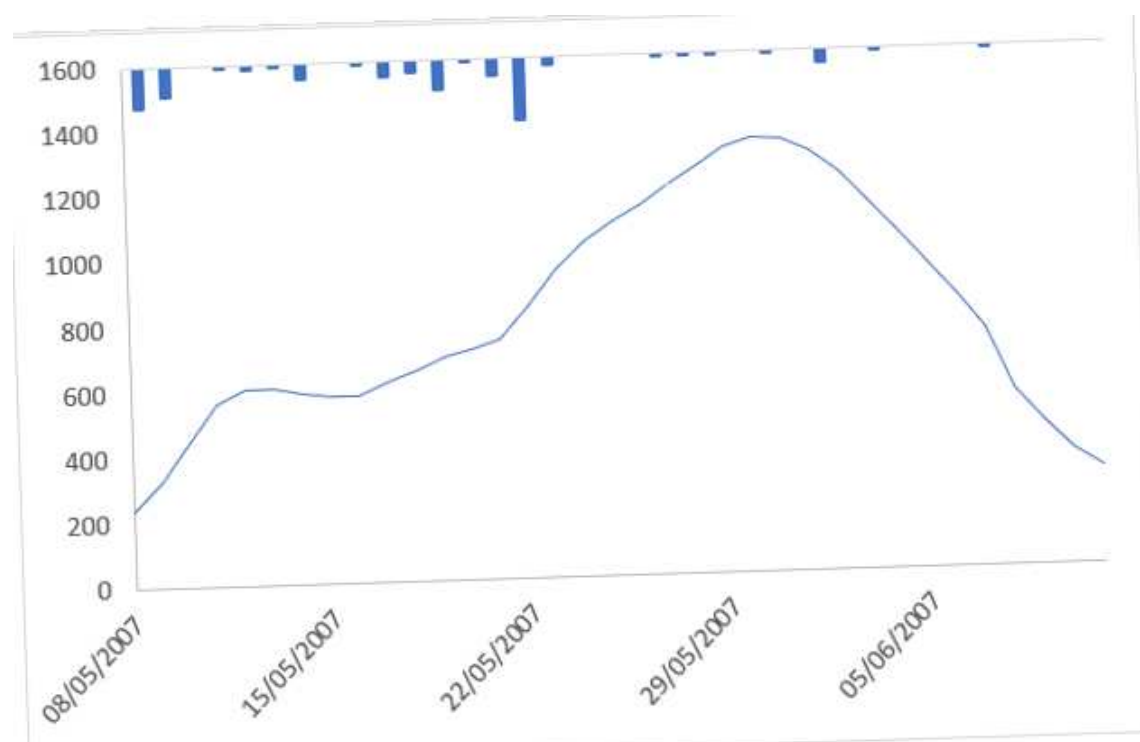


FIGURA B32 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2007

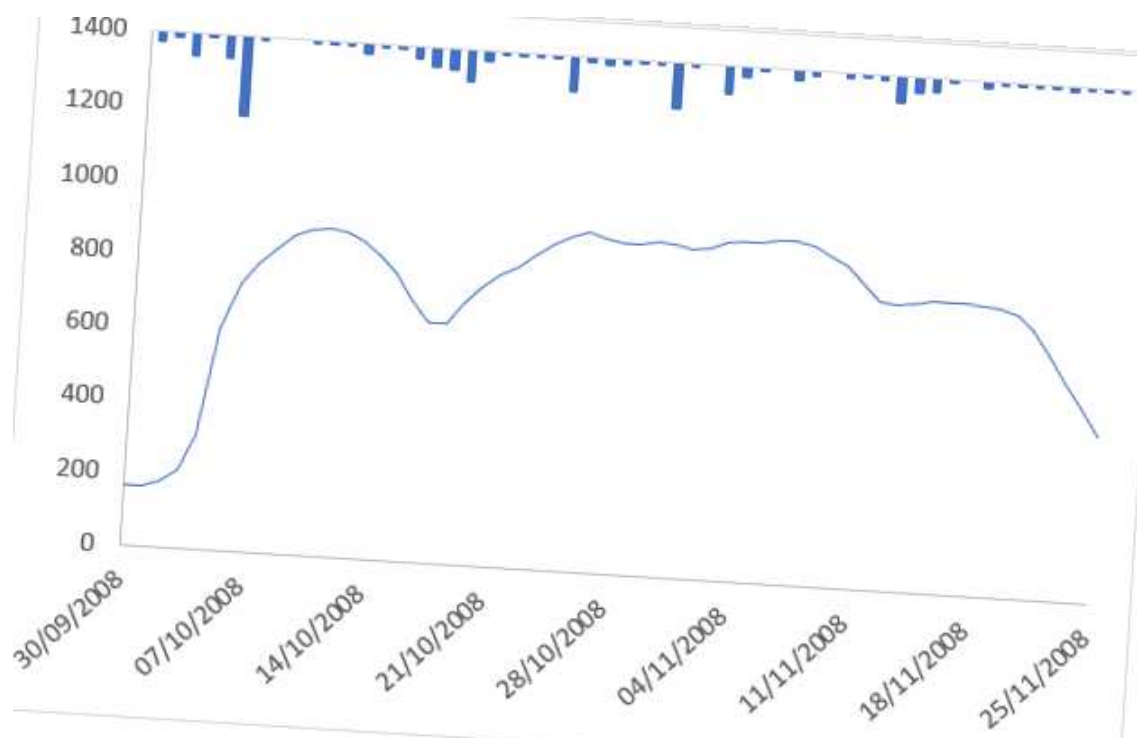


FIGURA B33 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2008

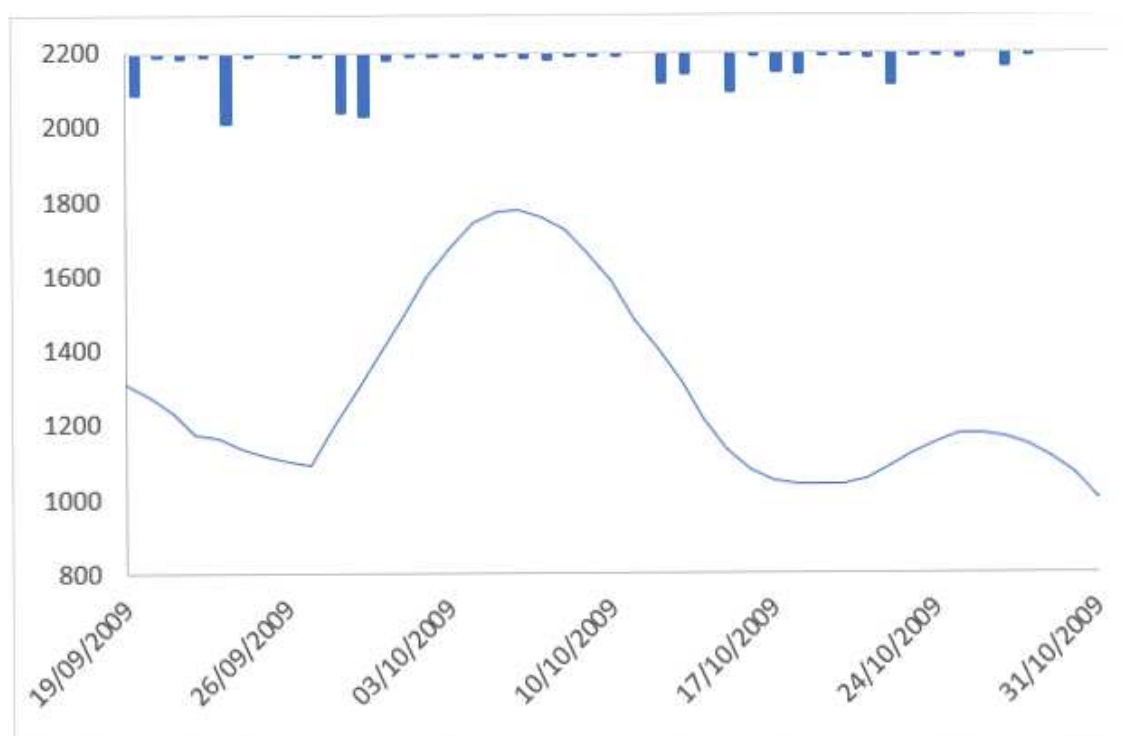


FIGURA B34 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2009

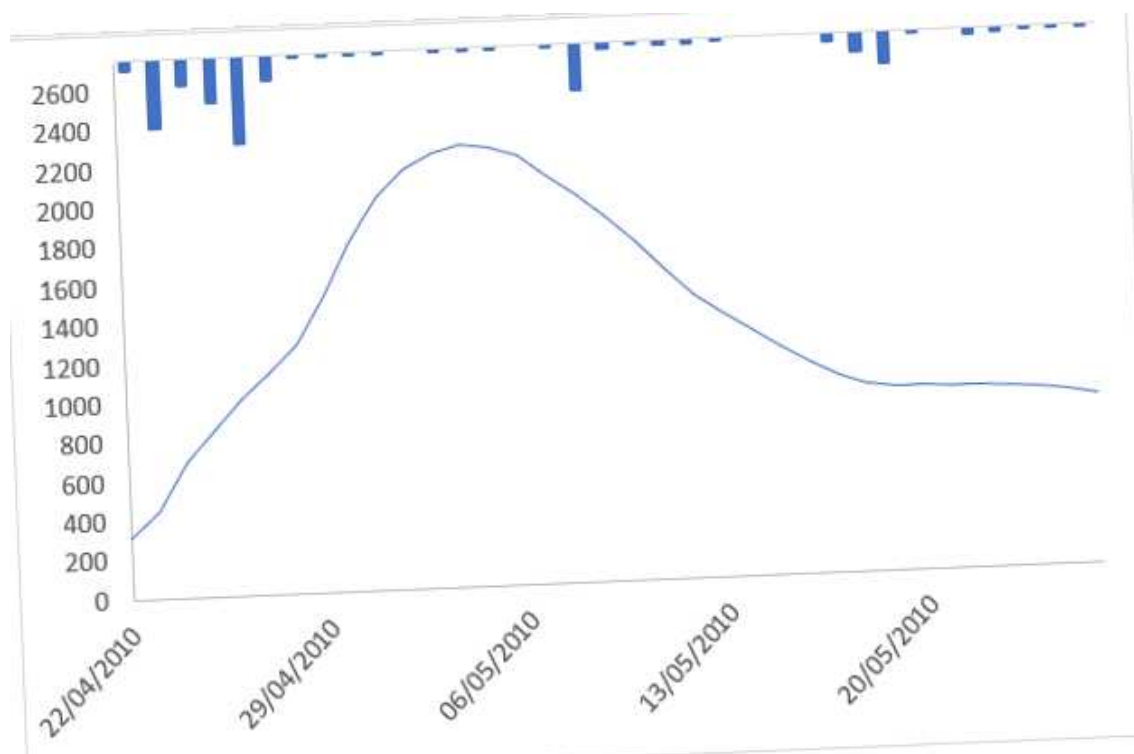


FIGURA B35 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2010

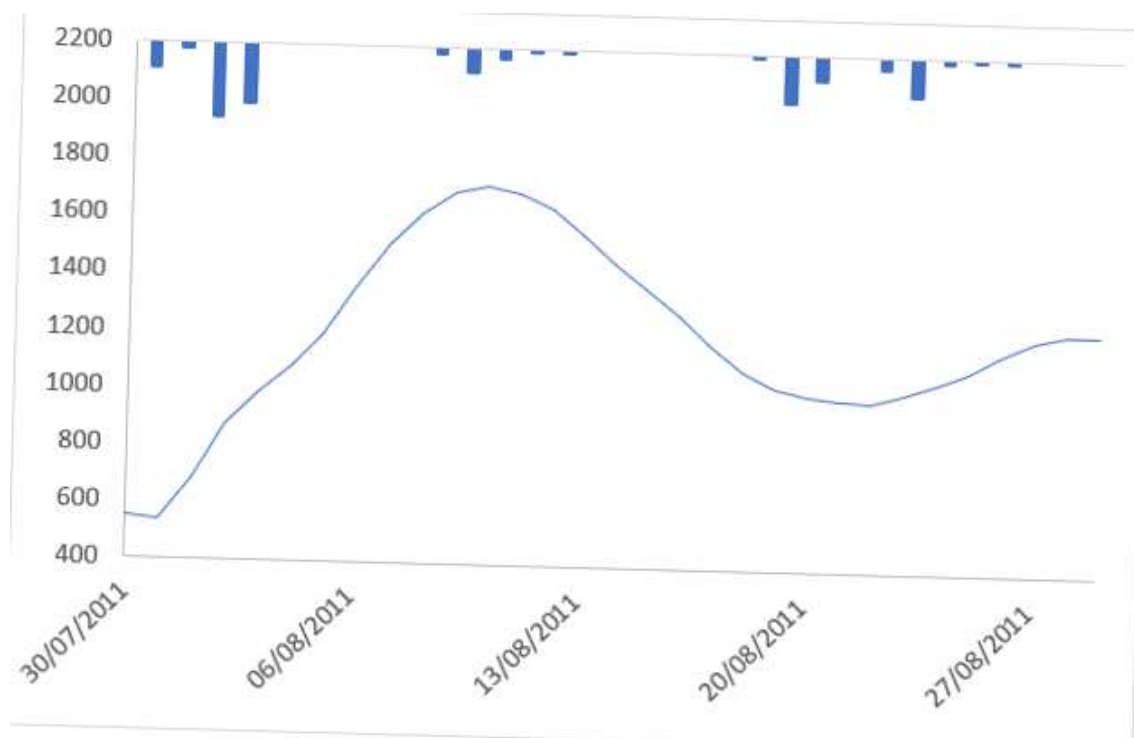


FIGURA B36 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2011

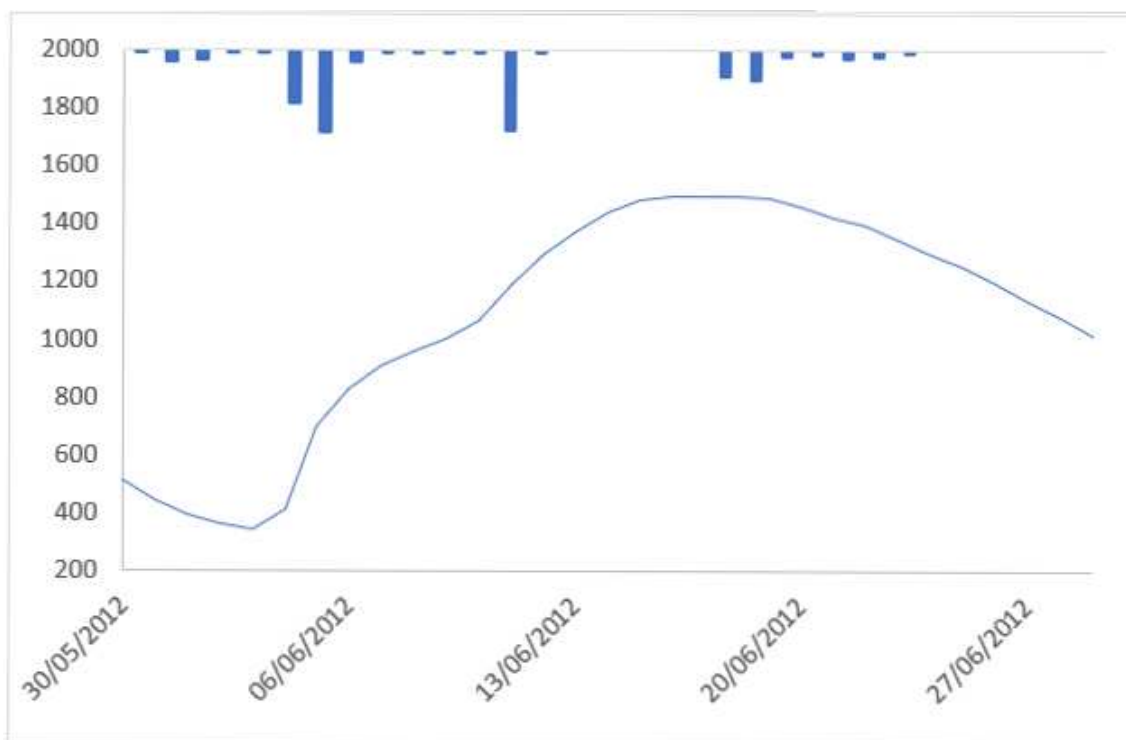


FIGURA B37 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2012

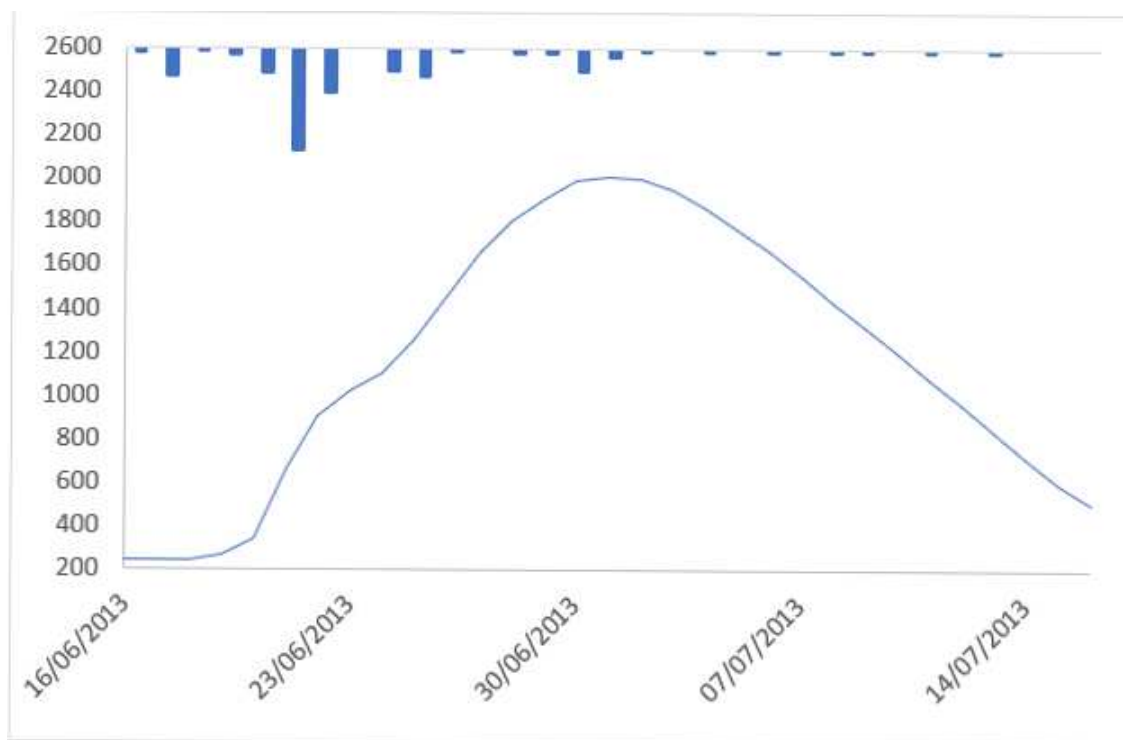


FIGURA B38 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM  $\text{M}^3/\text{S}$  E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2013

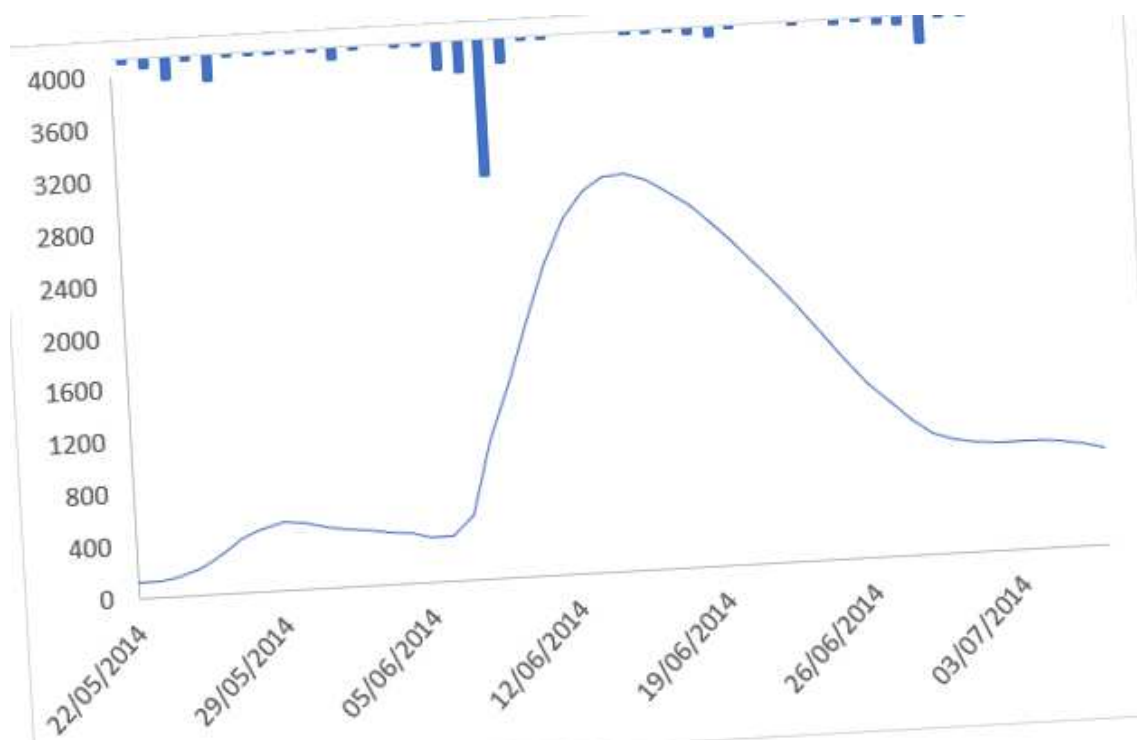


FIGURA B39 - HIDROGRAMA DE CHEIA (VAZÕES EM M³/S E PRECIPITAÇÕES EM MM) – 2014

## APÊNDICE C – VAZÕES SIMULADAS POR EVENTO DE CHEIA

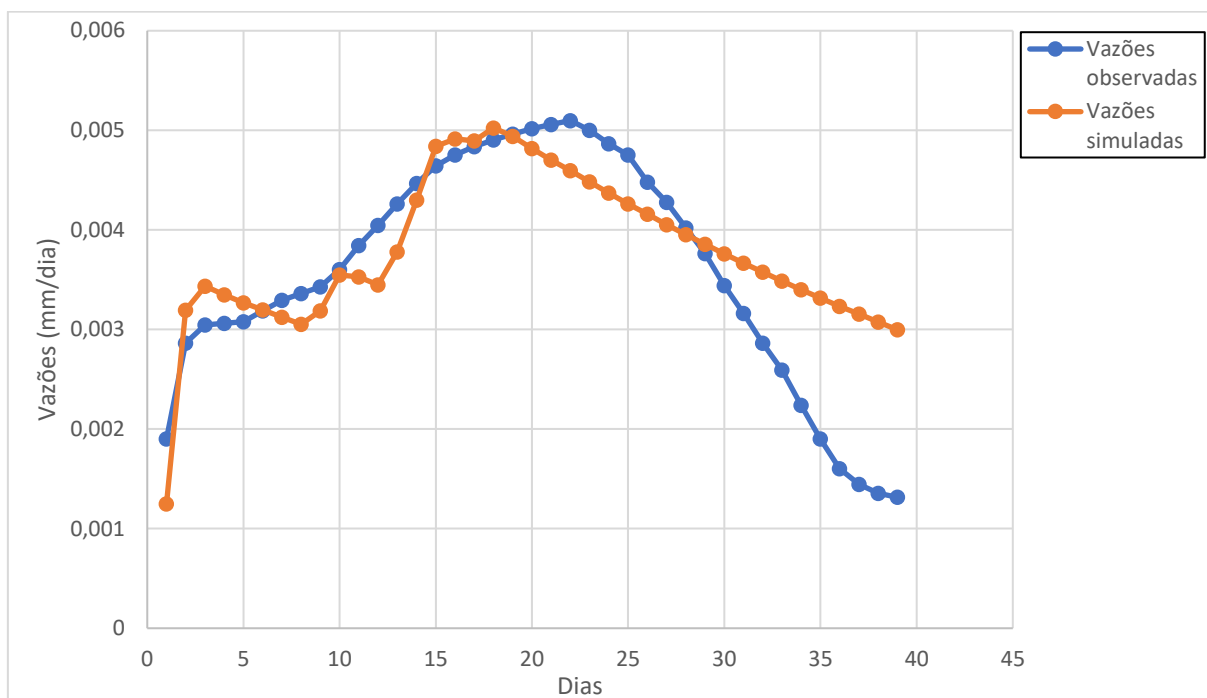


FIGURA C1 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1976

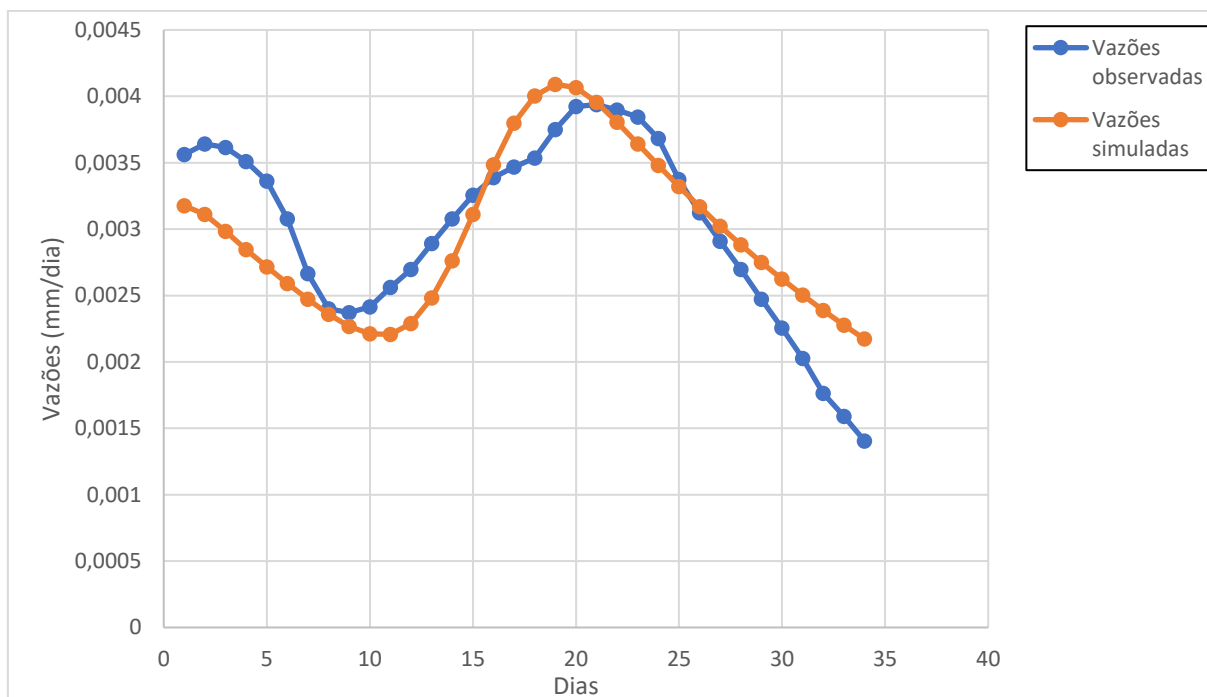
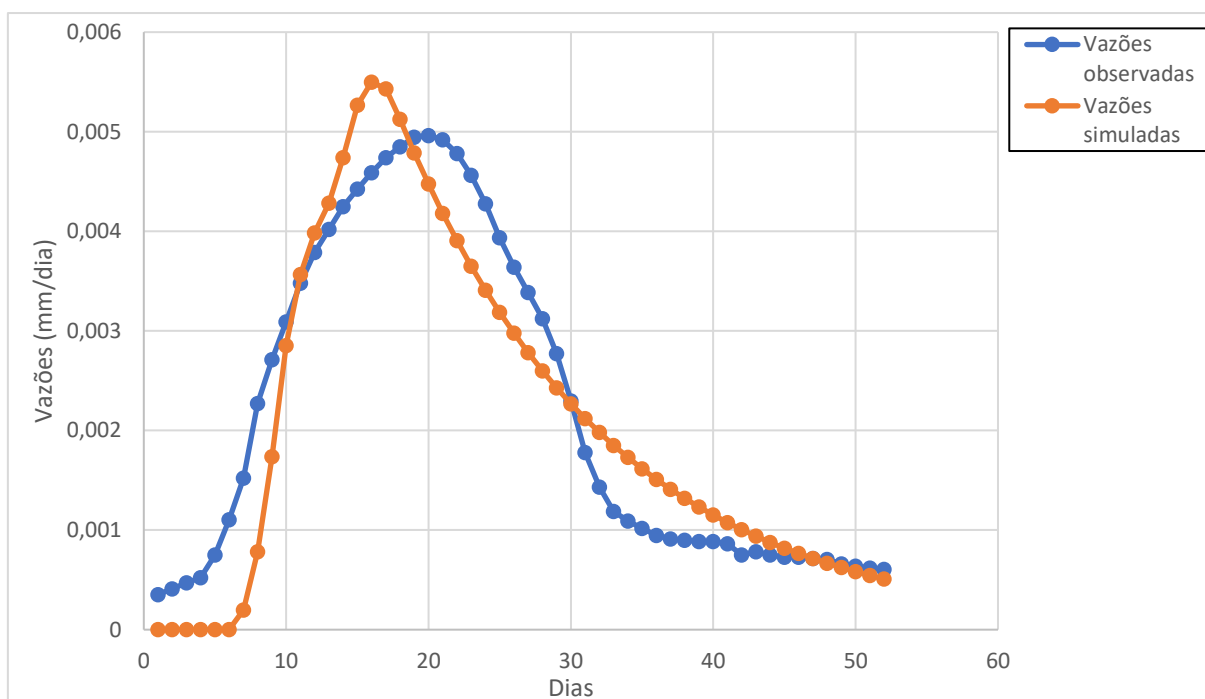
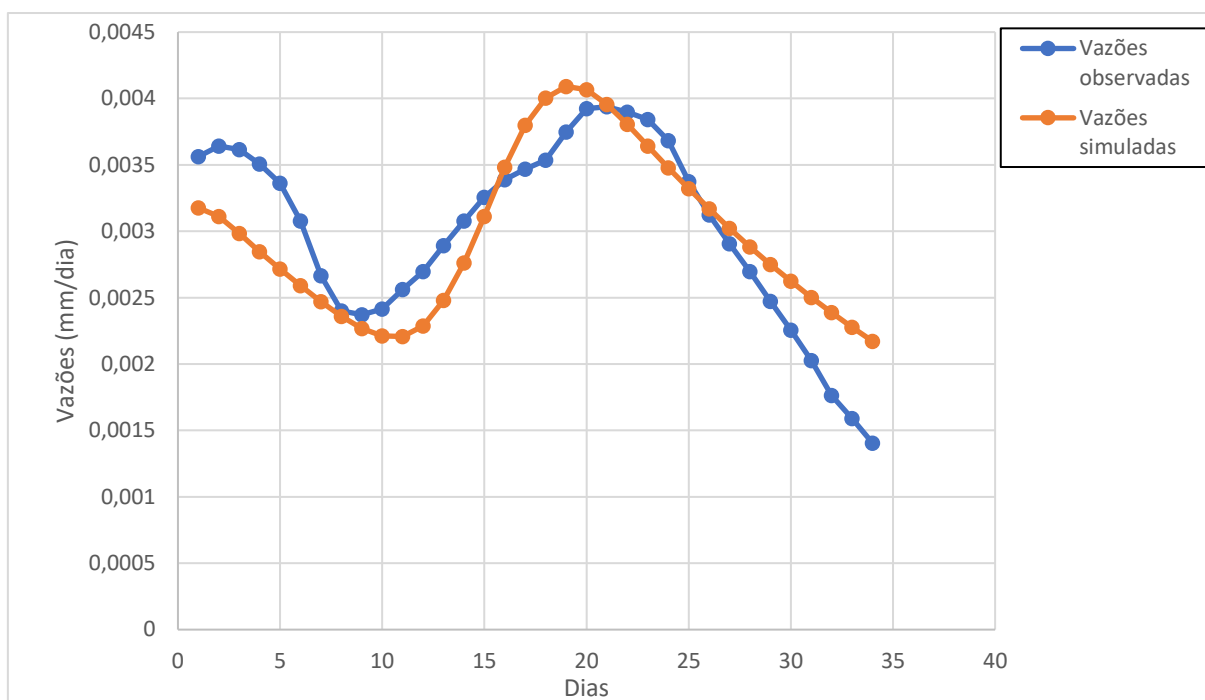


FIGURA C2 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1977



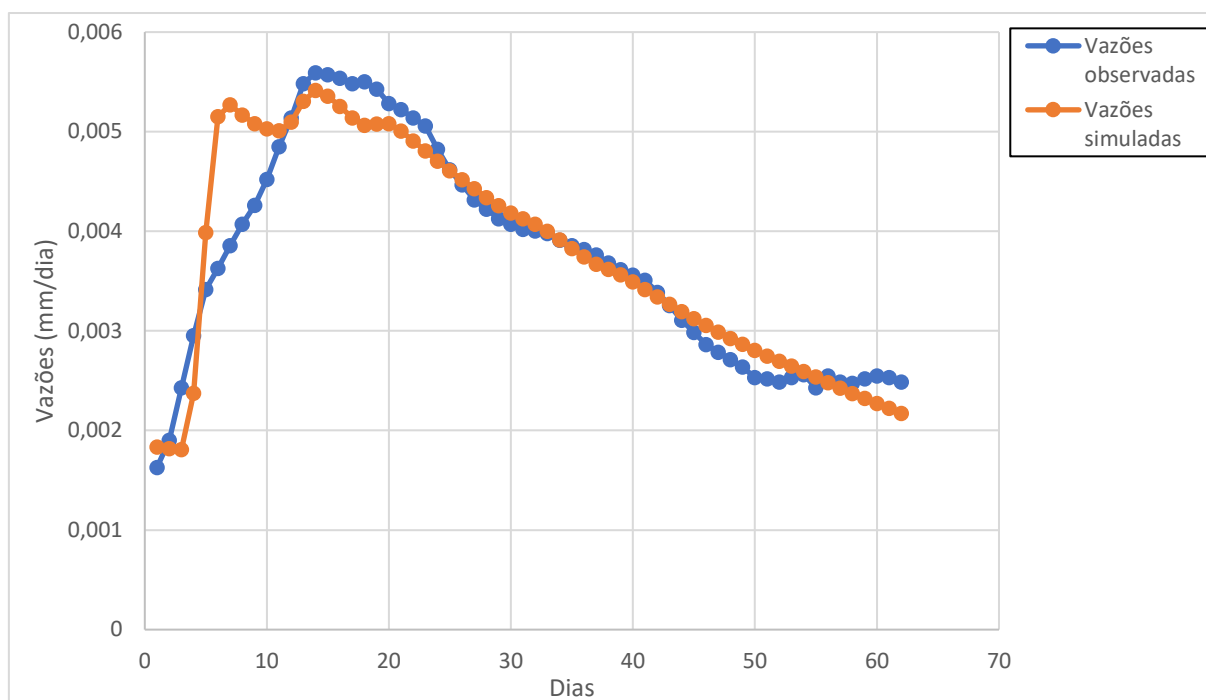


FIGURA C5 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1980

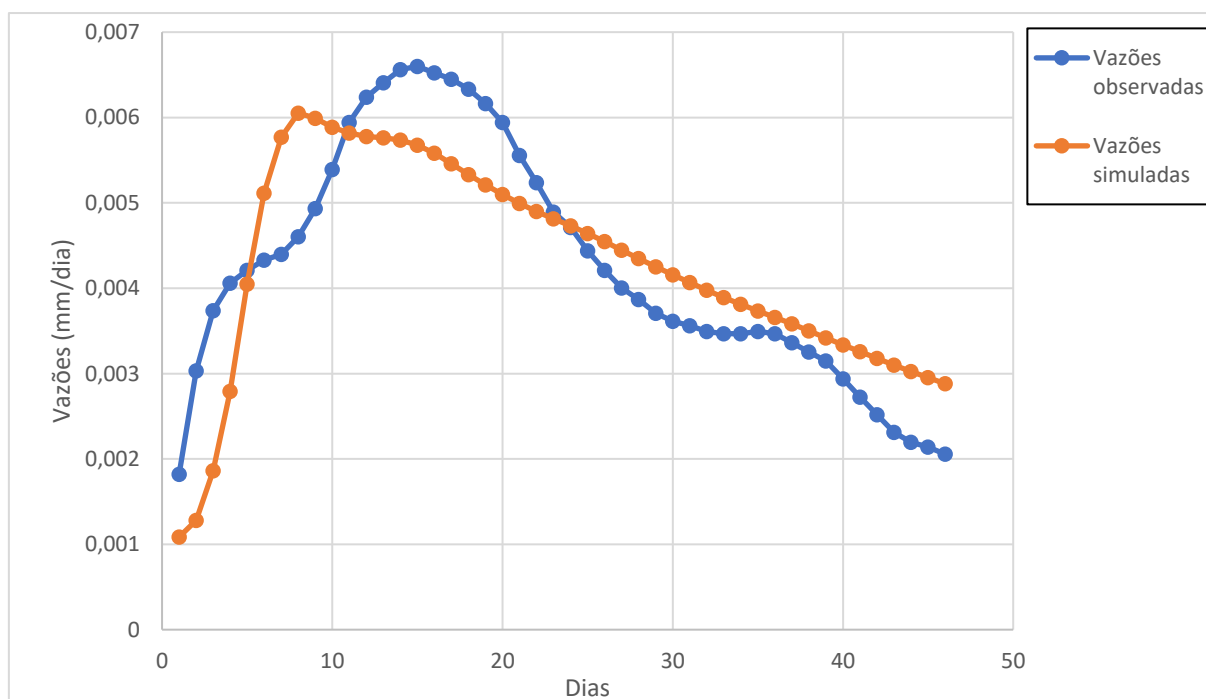


FIGURA C6 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1981



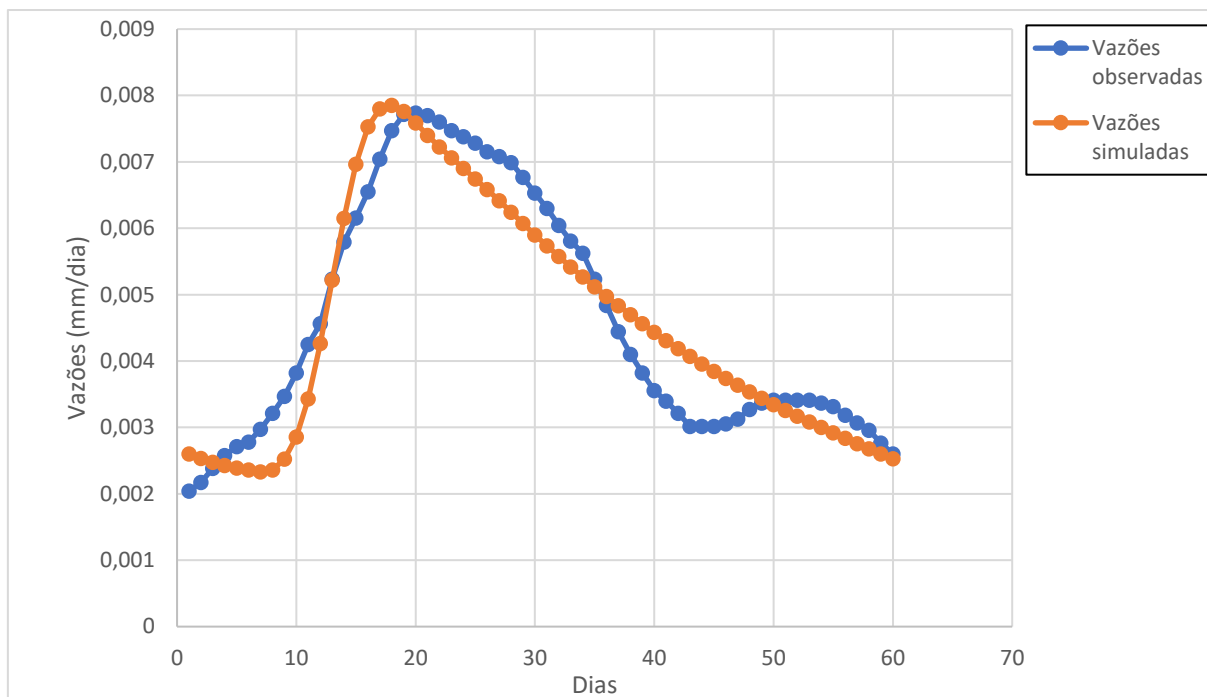


FIGURA C7 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1982

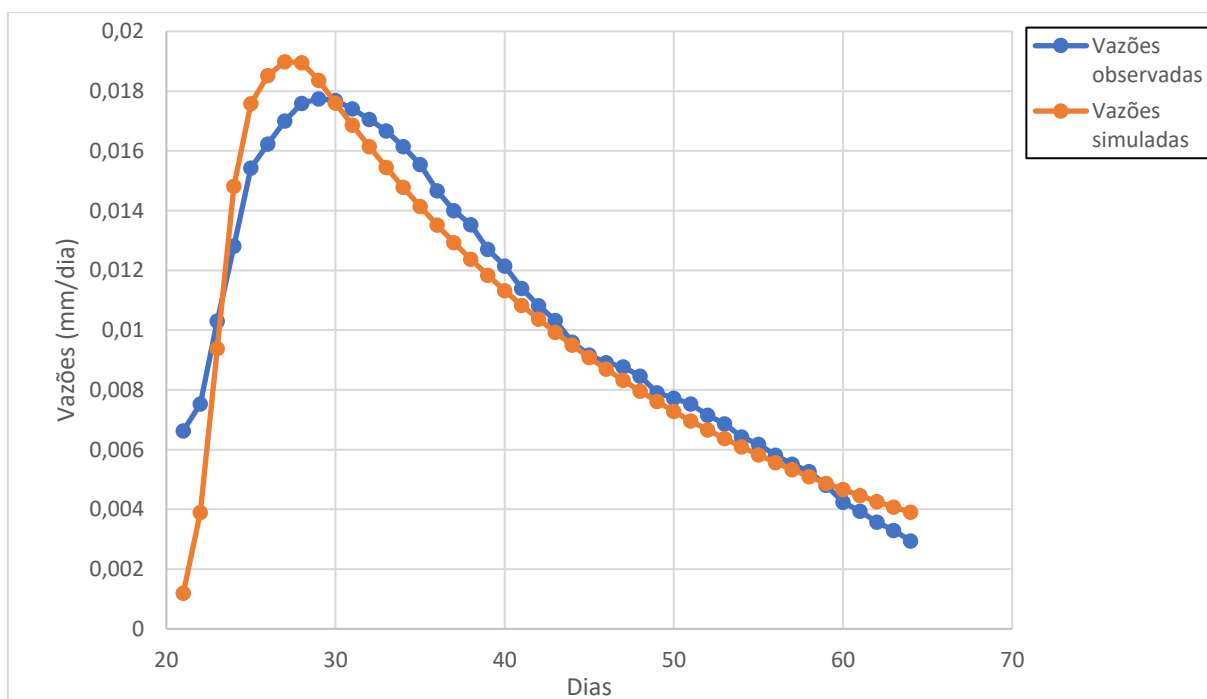


FIGURA C8 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1983

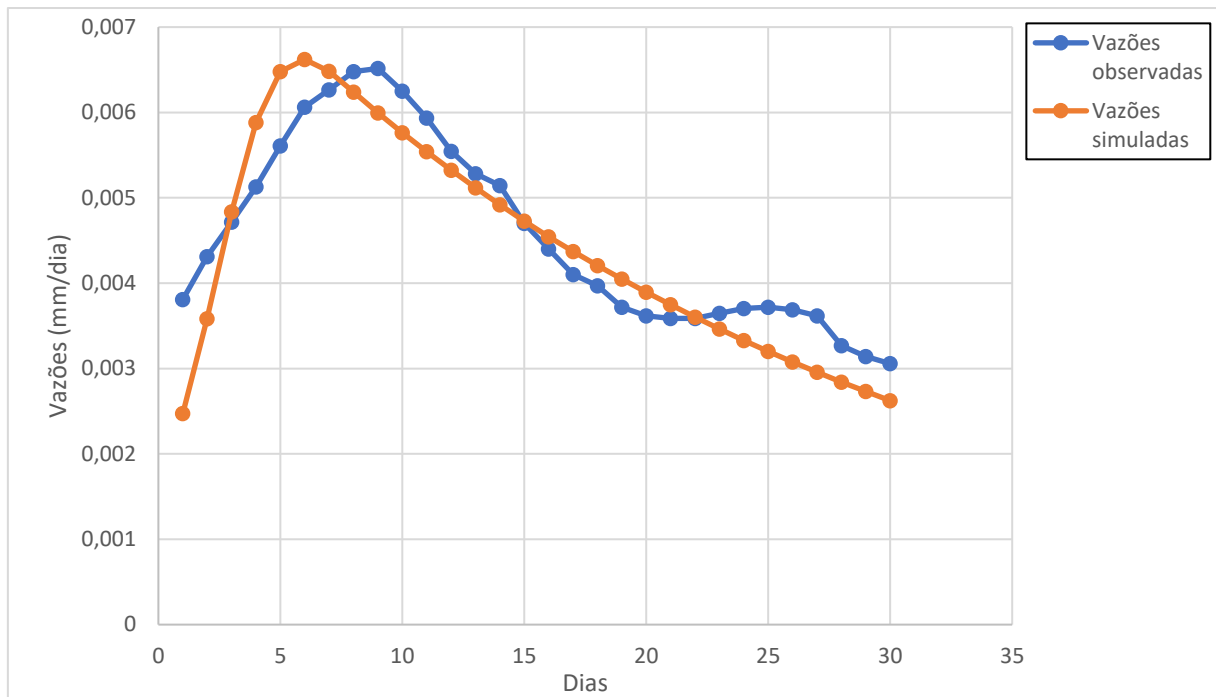


FIGURA C9 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1984

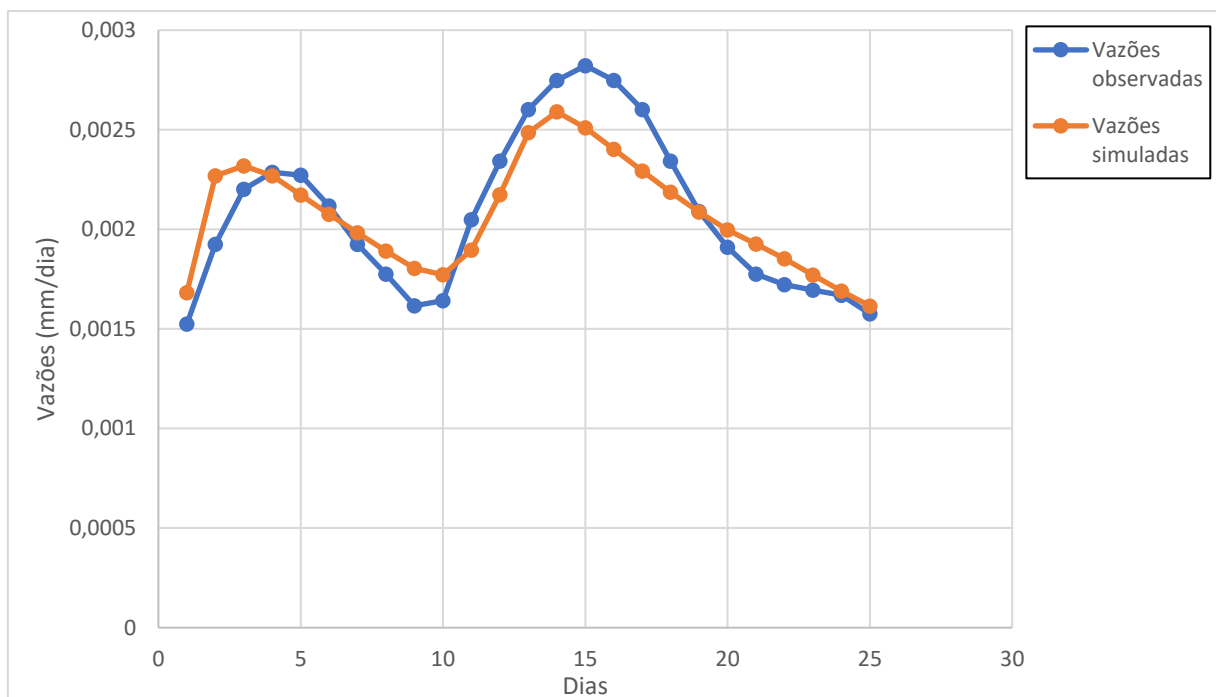


FIGURA C10 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1985

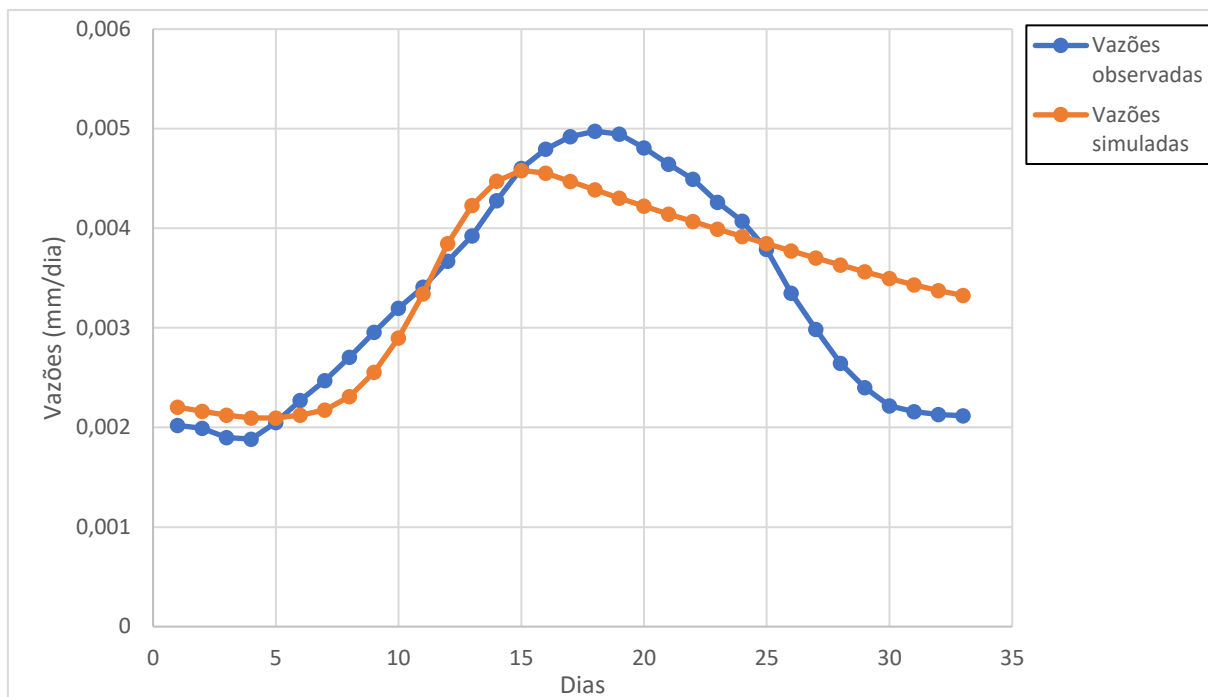


FIGURA C11 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1986

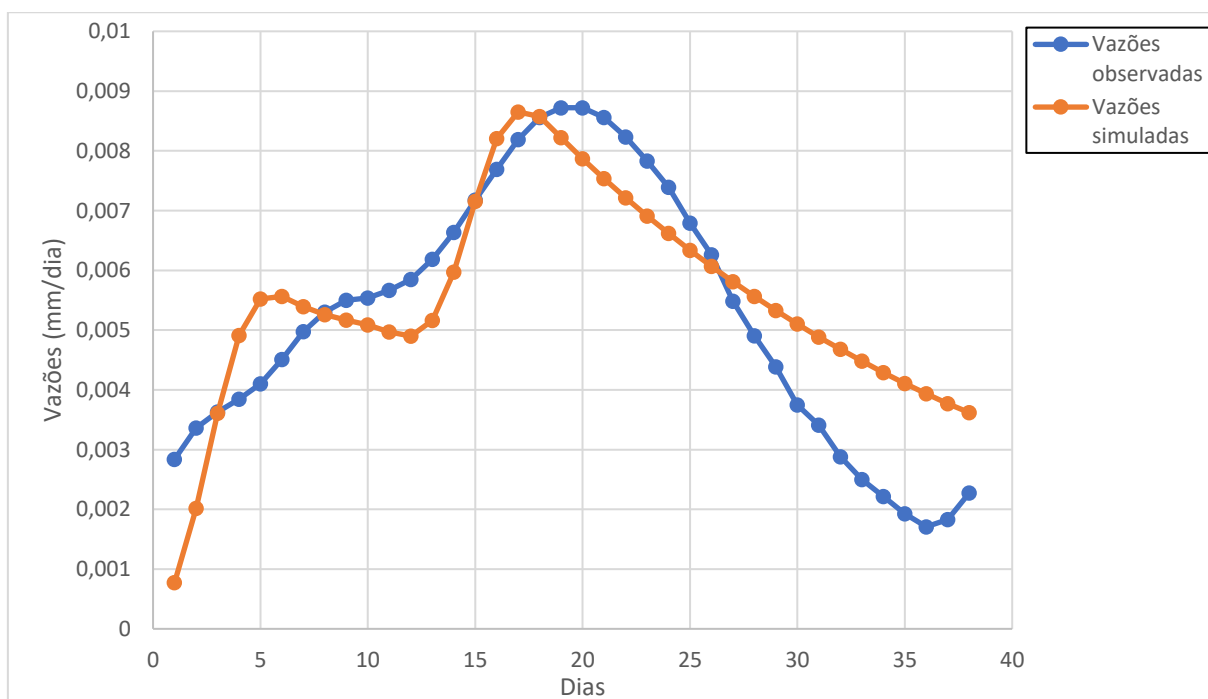


FIGURA C12 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1987

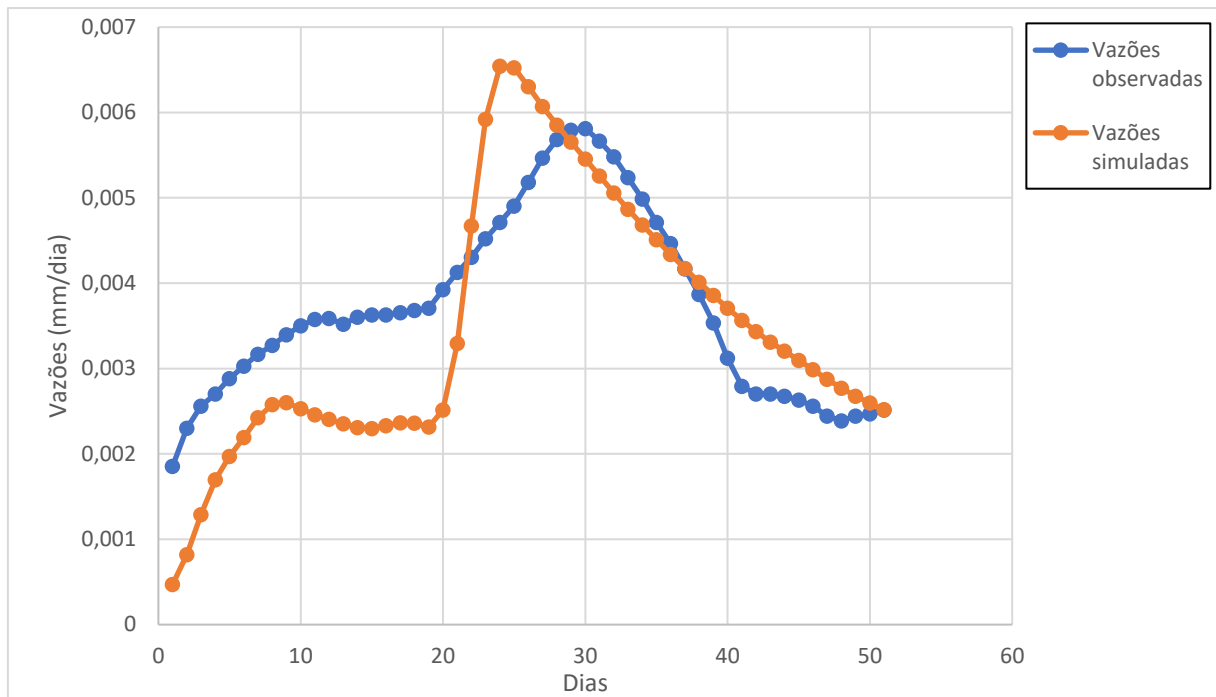


FIGURA C13 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1988

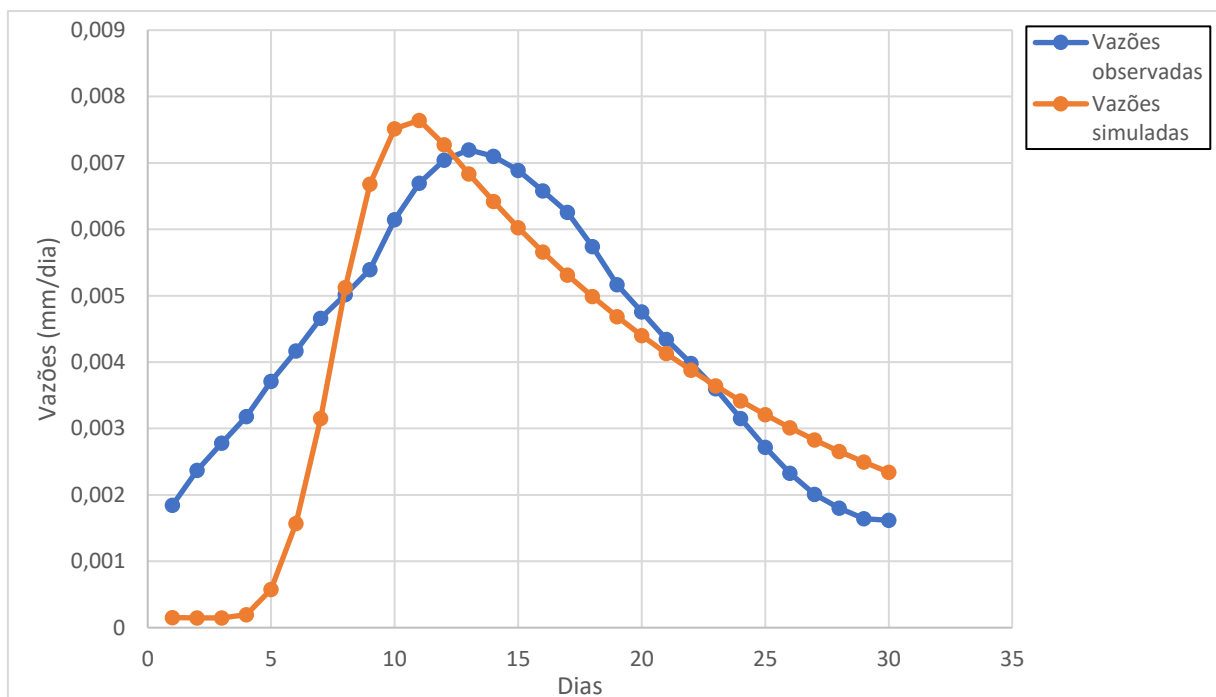


FIGURA C14 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1989

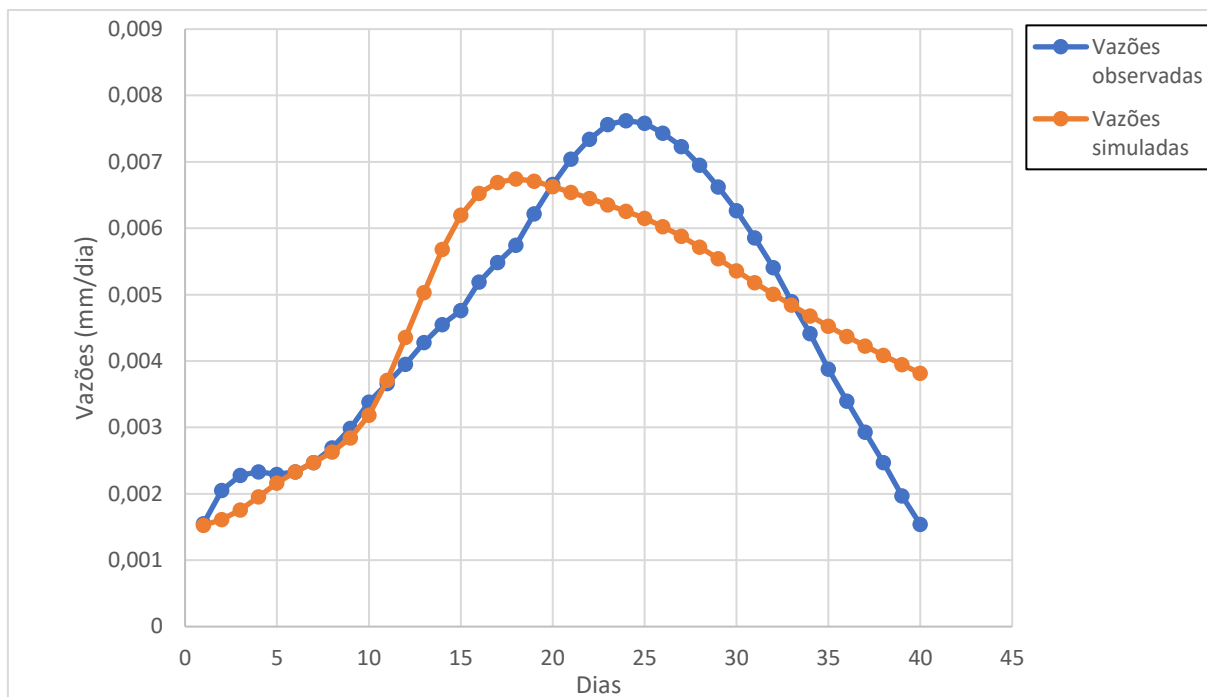


FIGURA C15 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1990

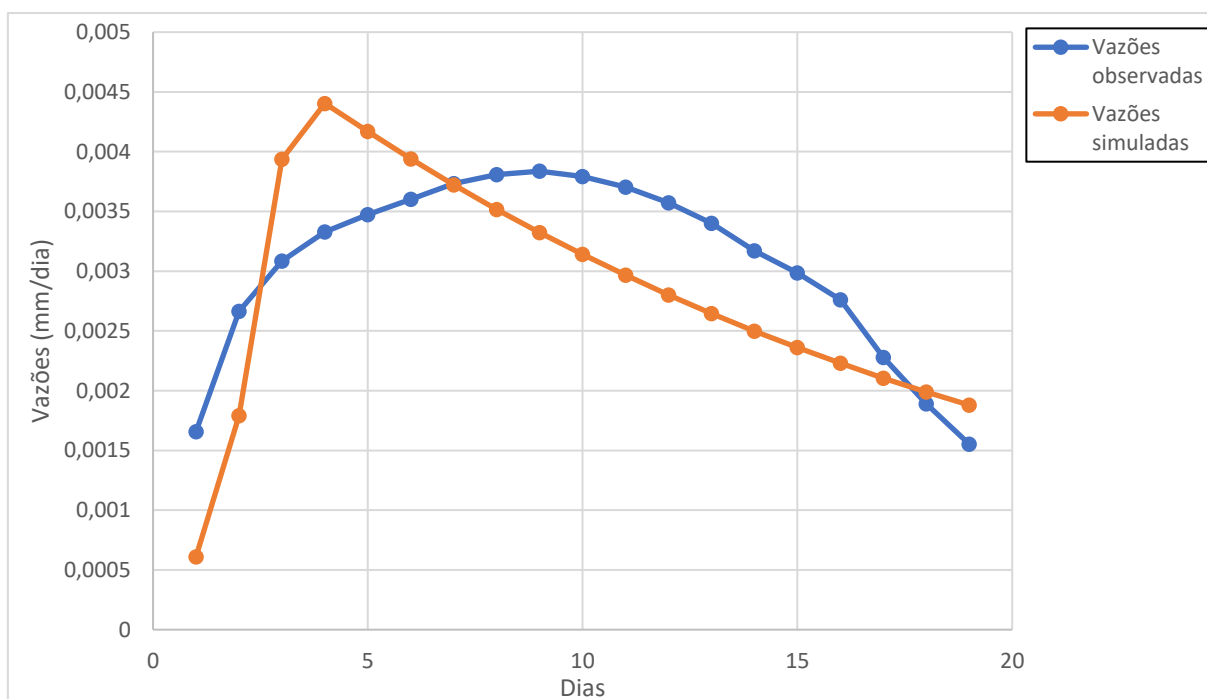


FIGURA C16 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1991

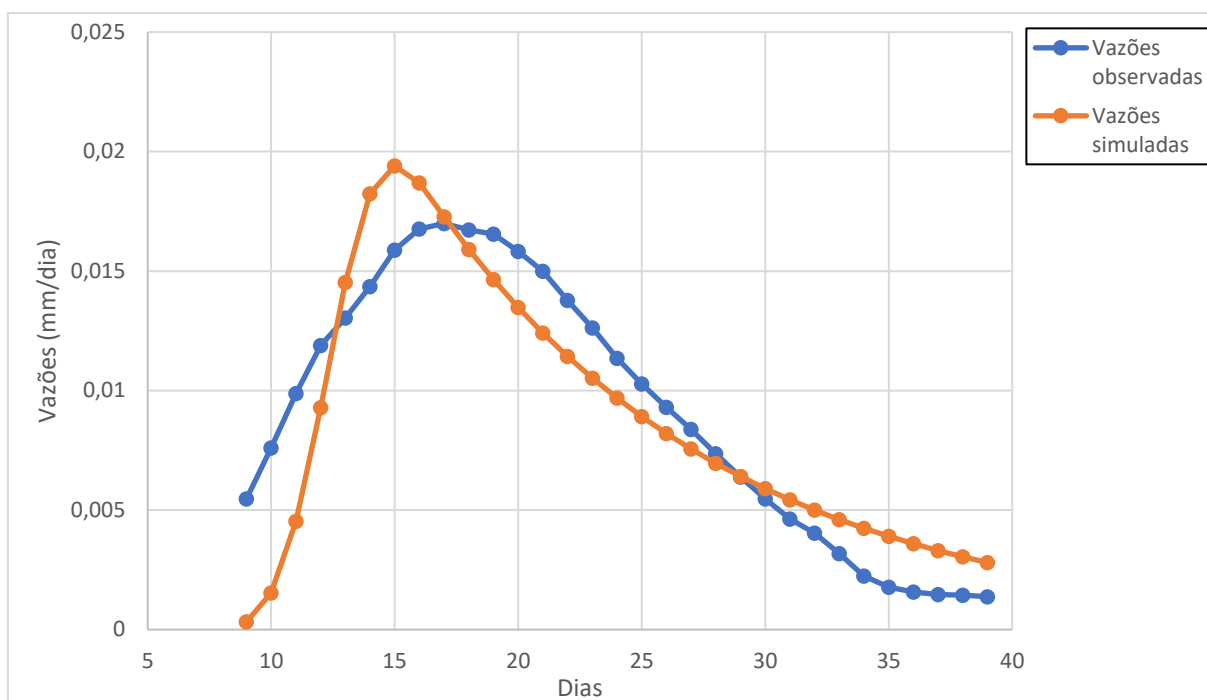


FIGURA C17 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1992

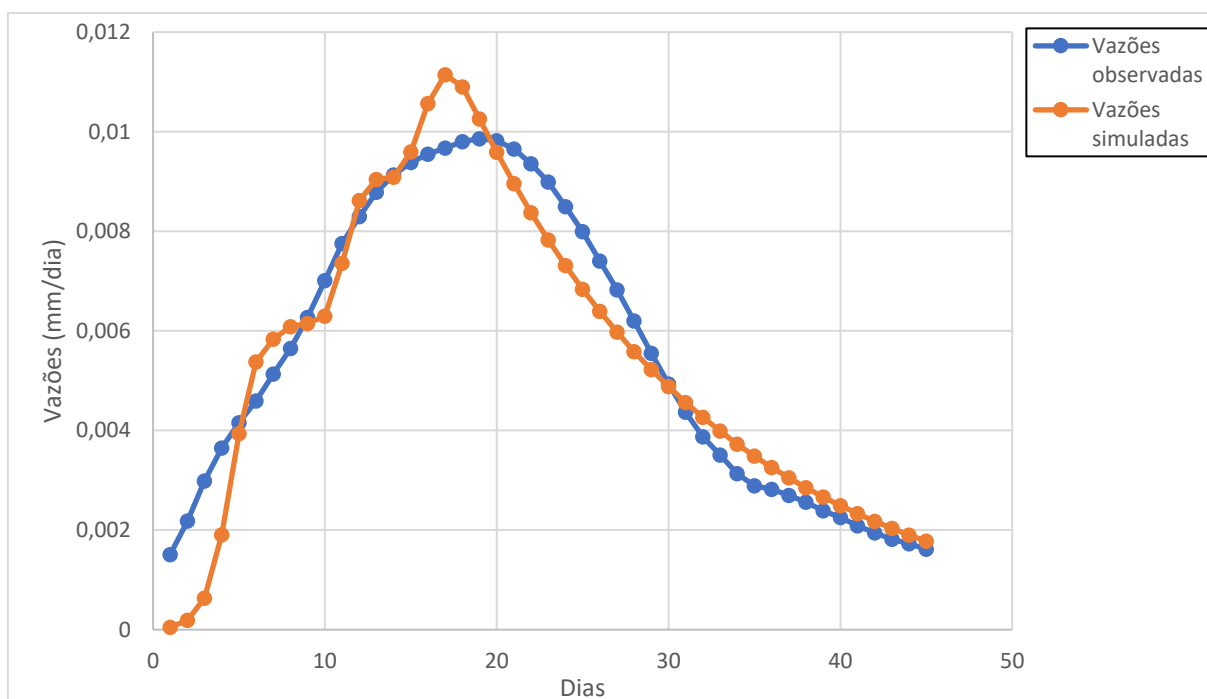


FIGURA C18 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1993

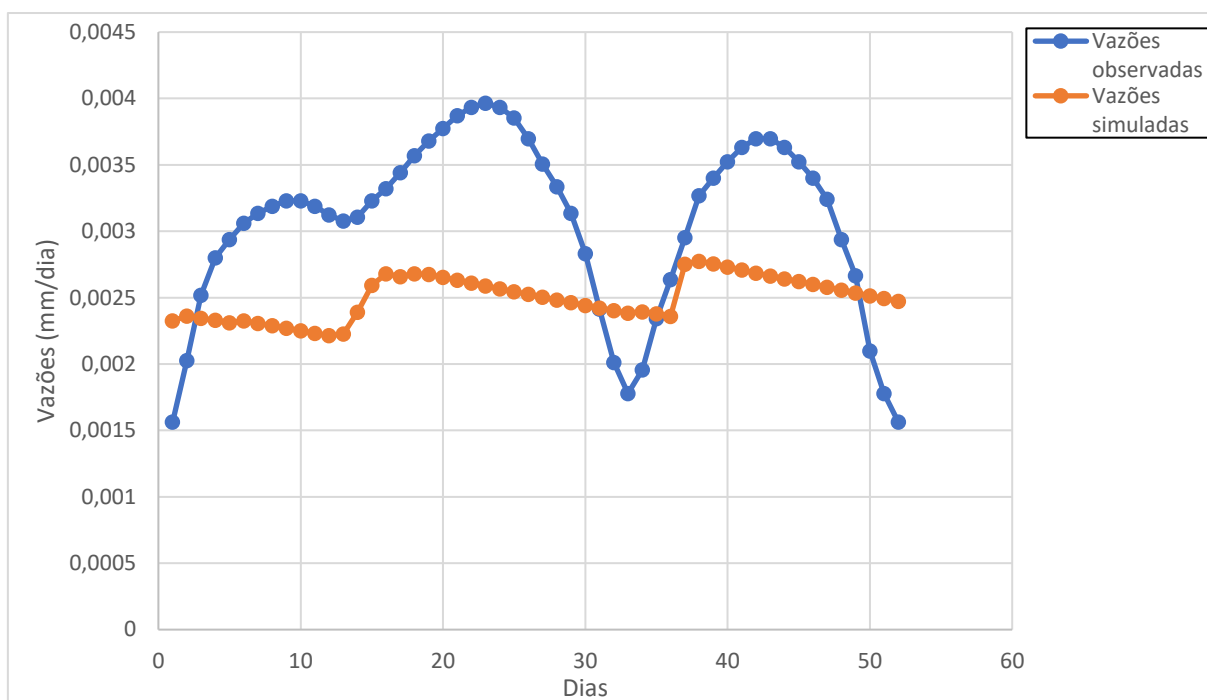


FIGURA C19 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1994

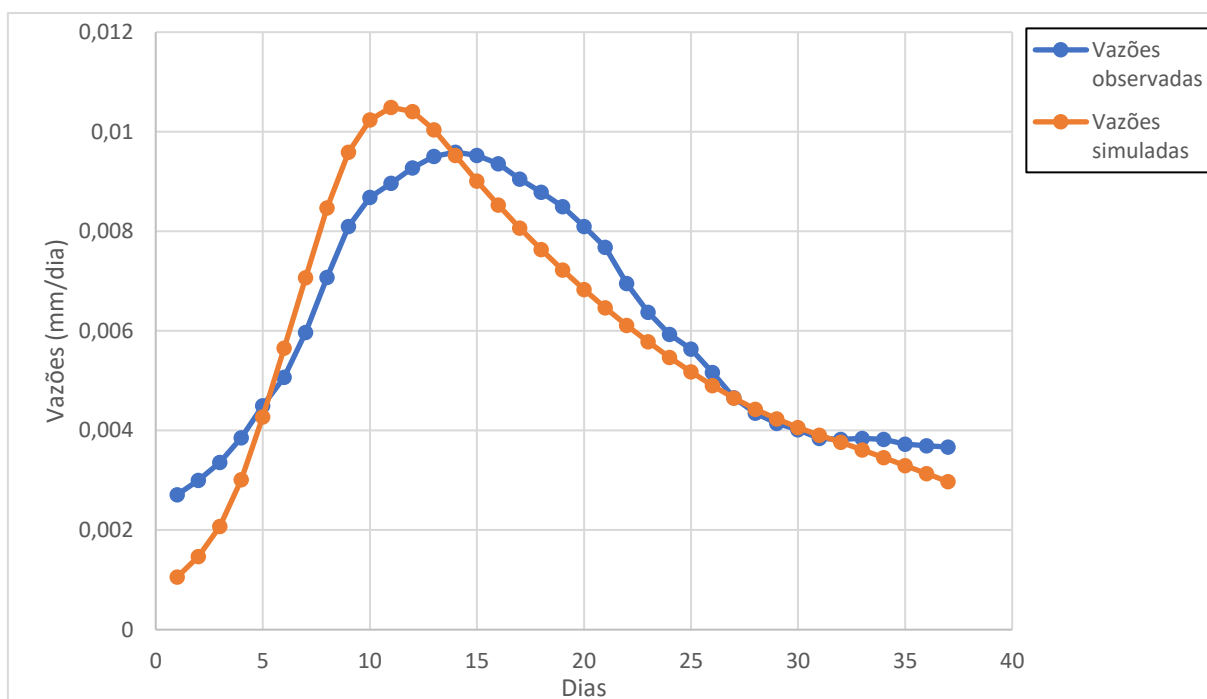


FIGURA C20 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1995

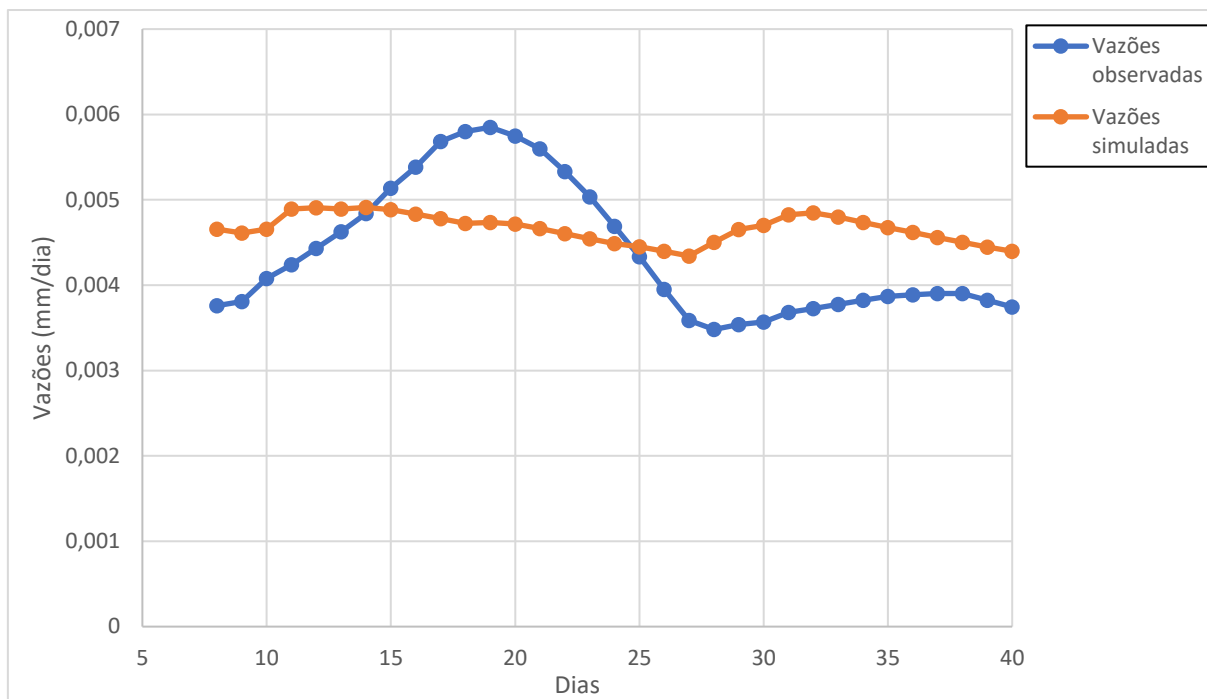


FIGURA C21 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1996

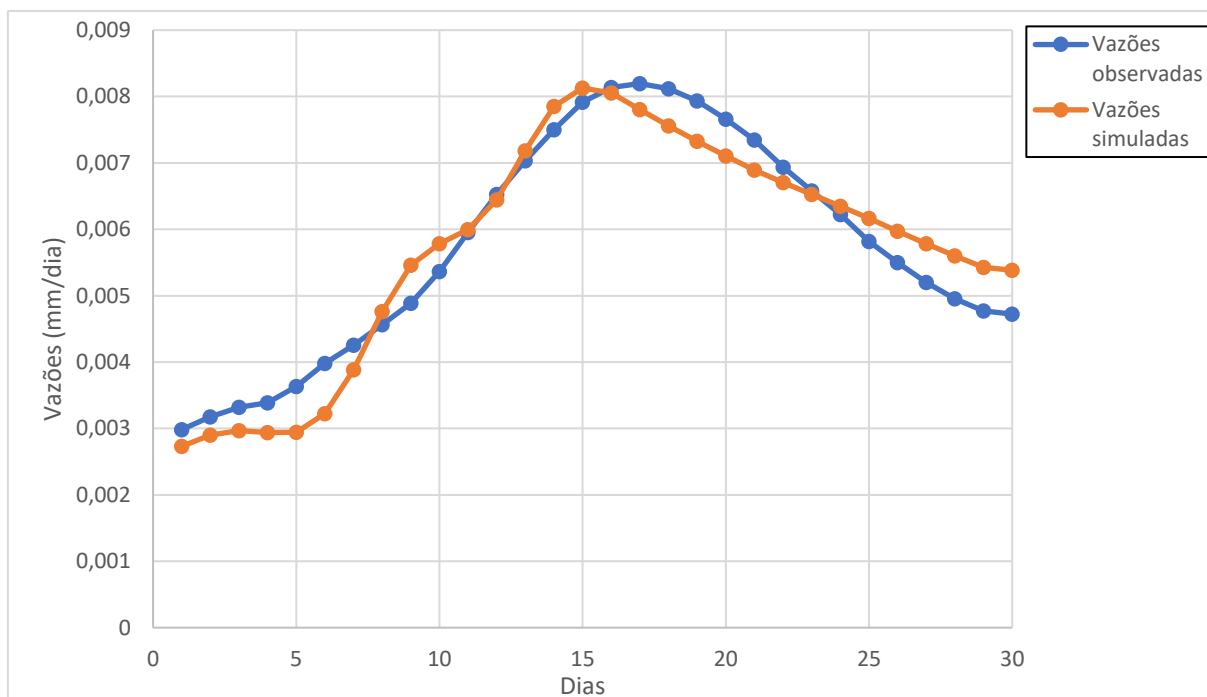


FIGURA C22 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1997



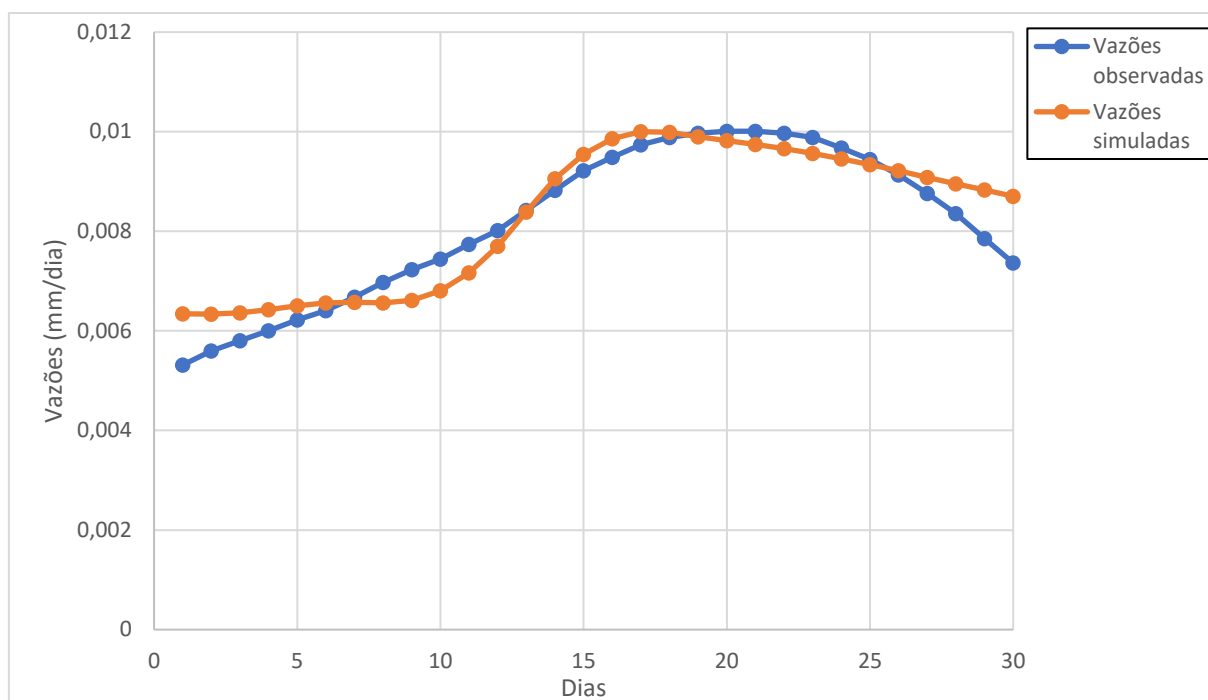


FIGURA C23 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1998

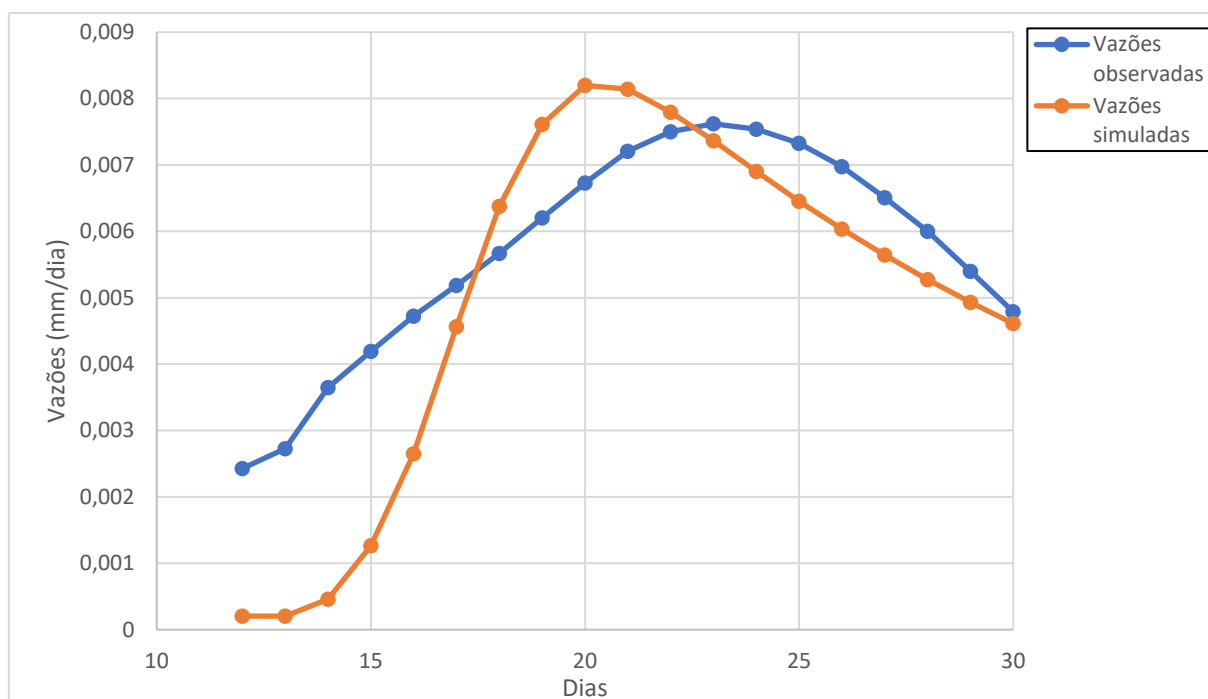


FIGURA C24 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 1999

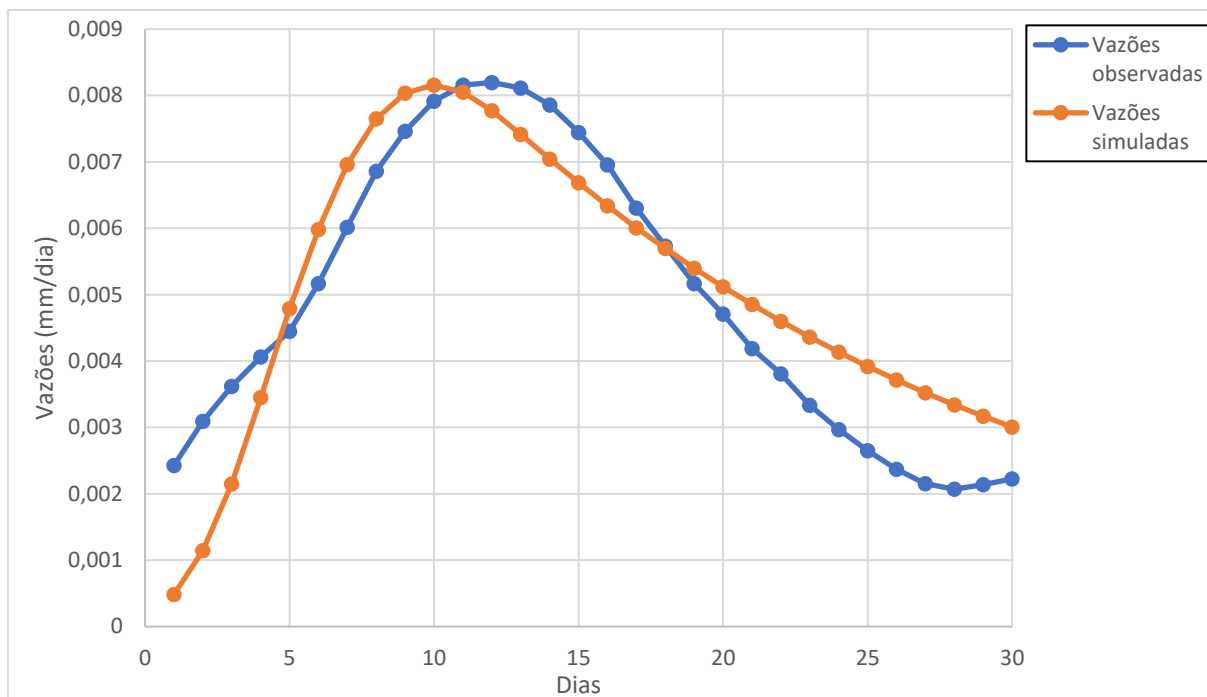


FIGURA C25 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2000

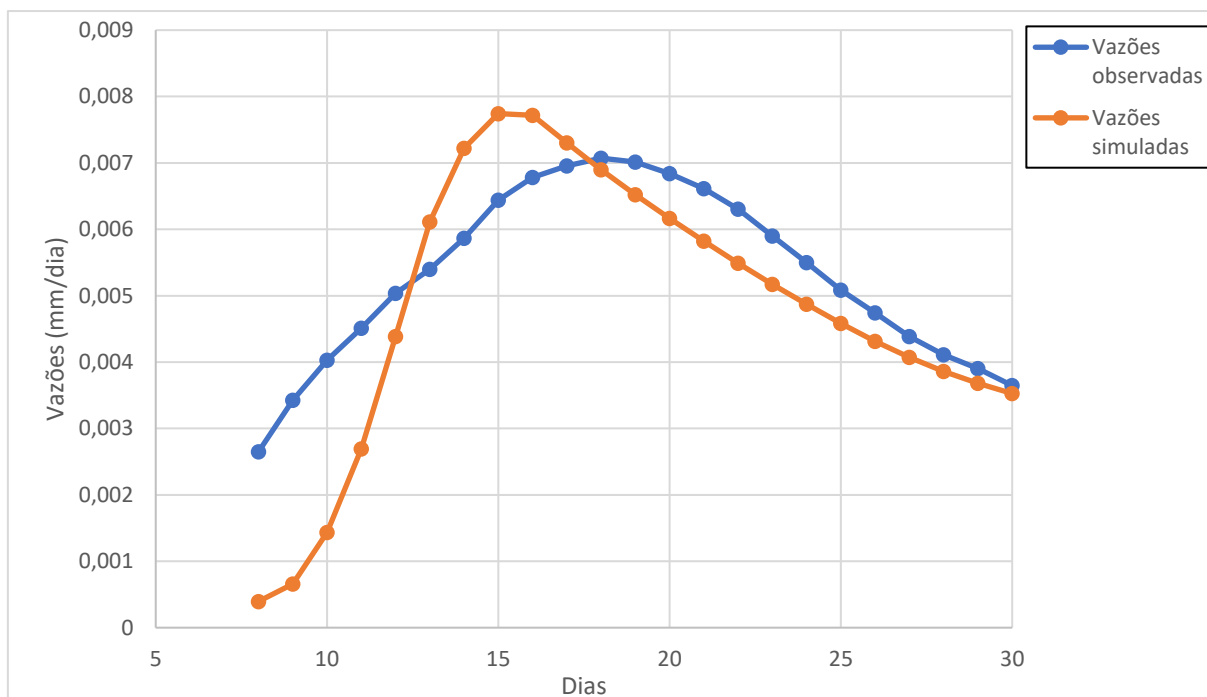


FIGURA C26 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2001

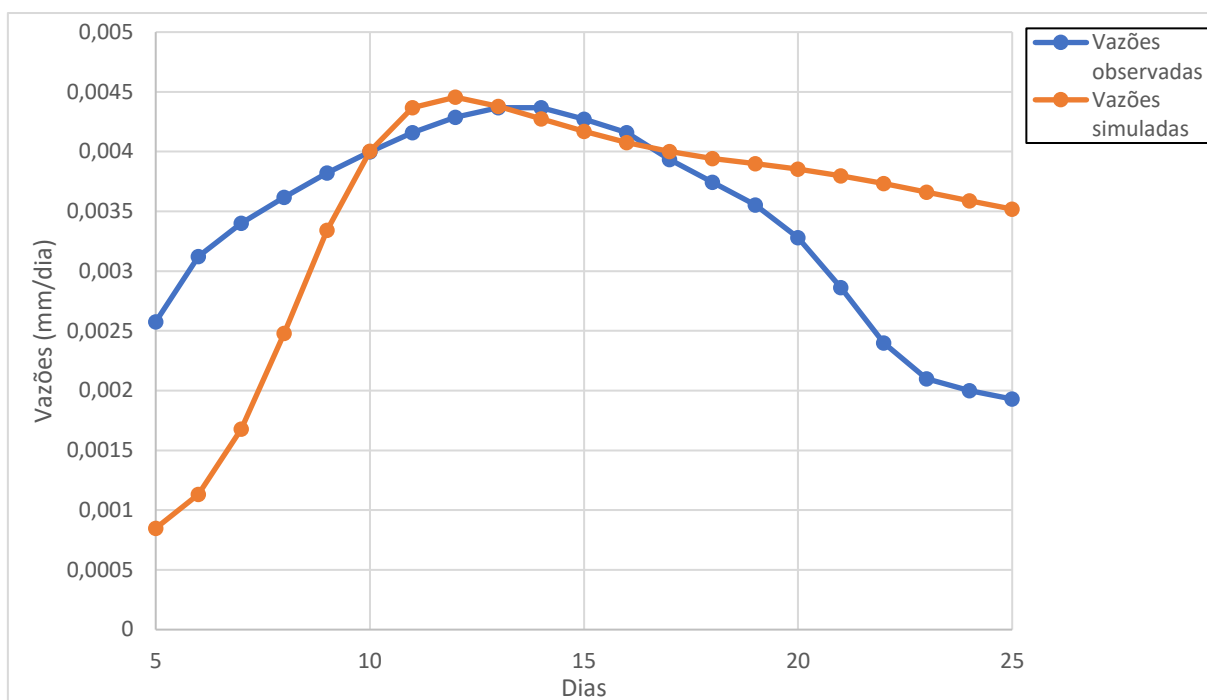


FIGURA C27 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2002

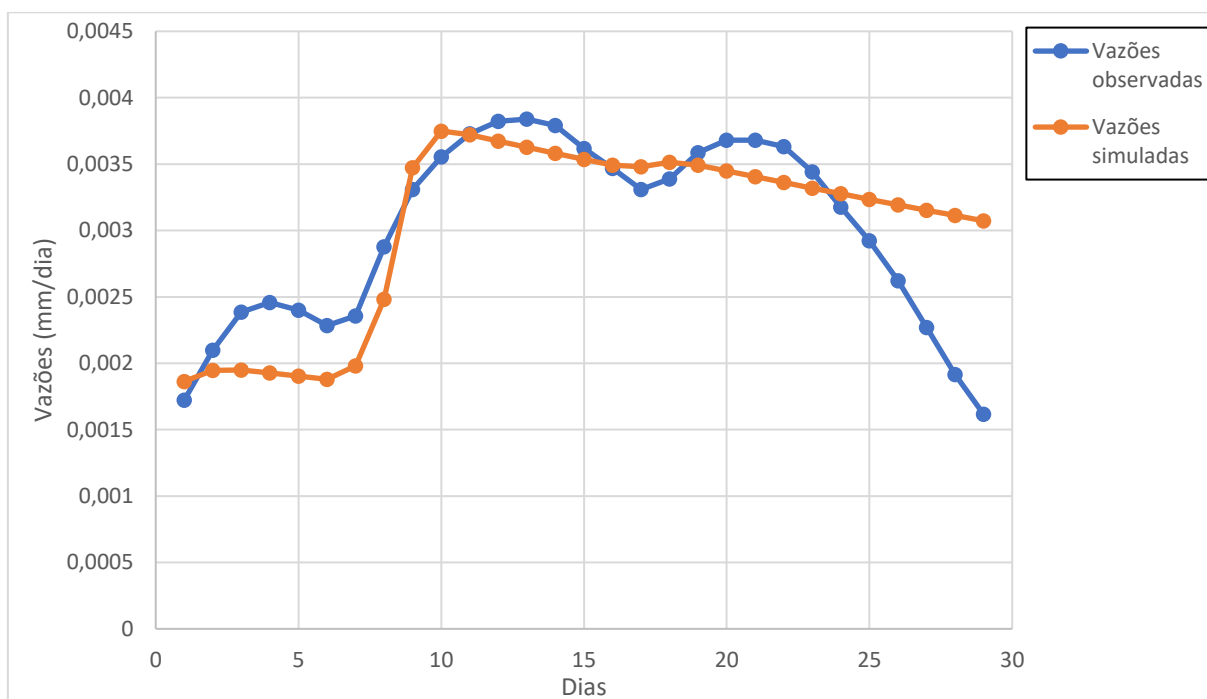


FIGURA C28 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2003

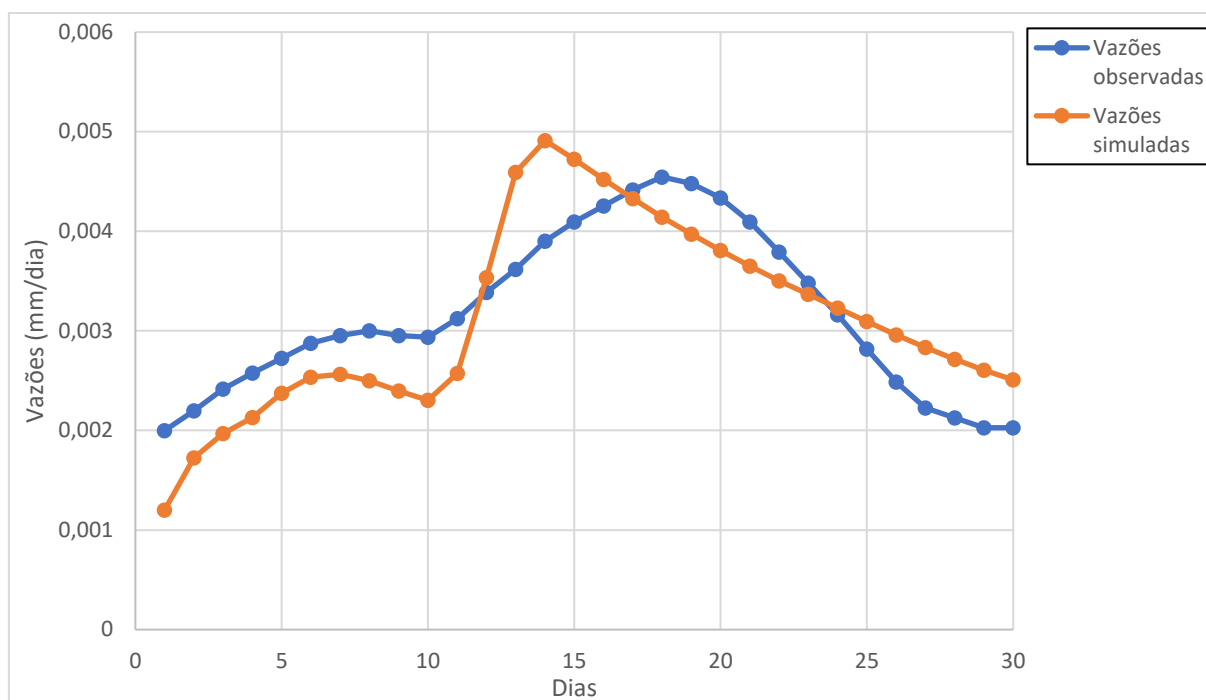


FIGURA C29 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2004

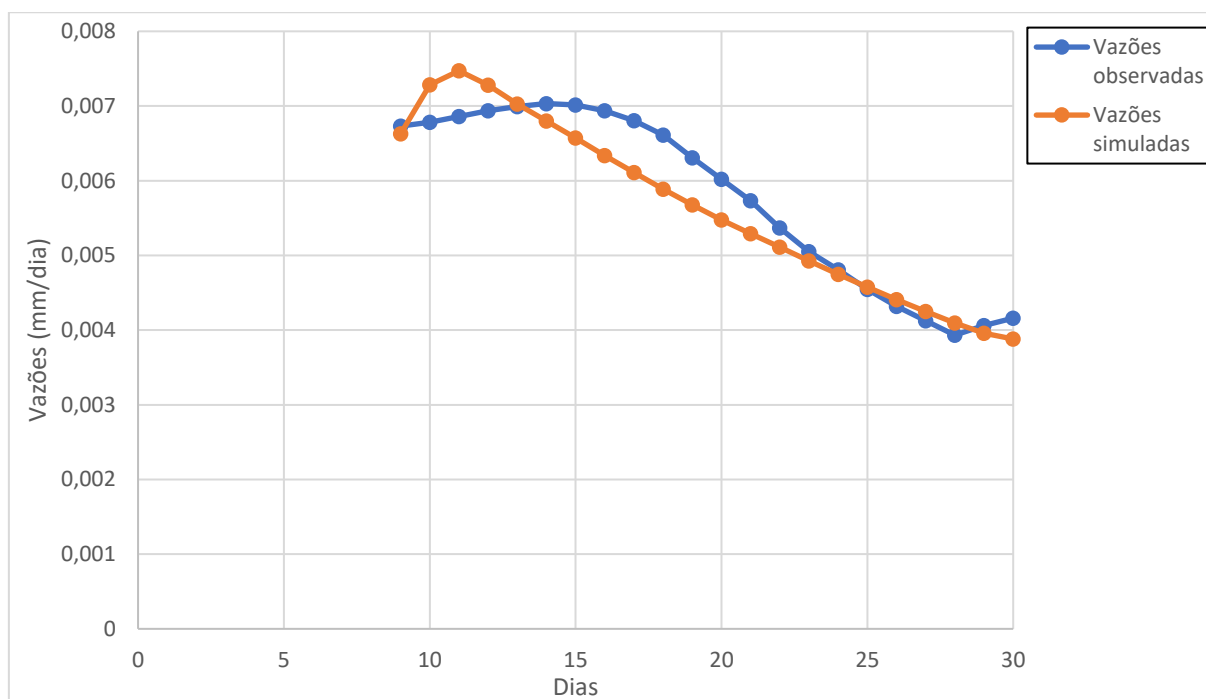


FIGURA C30 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2005

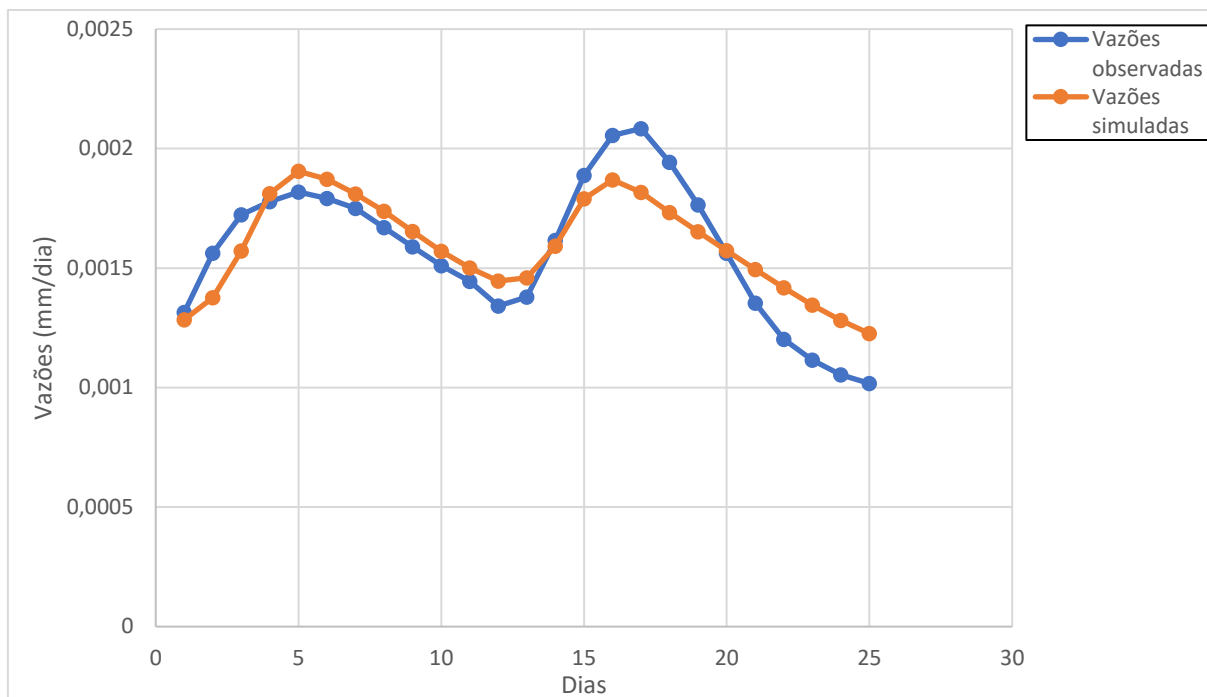


FIGURA C31 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2006

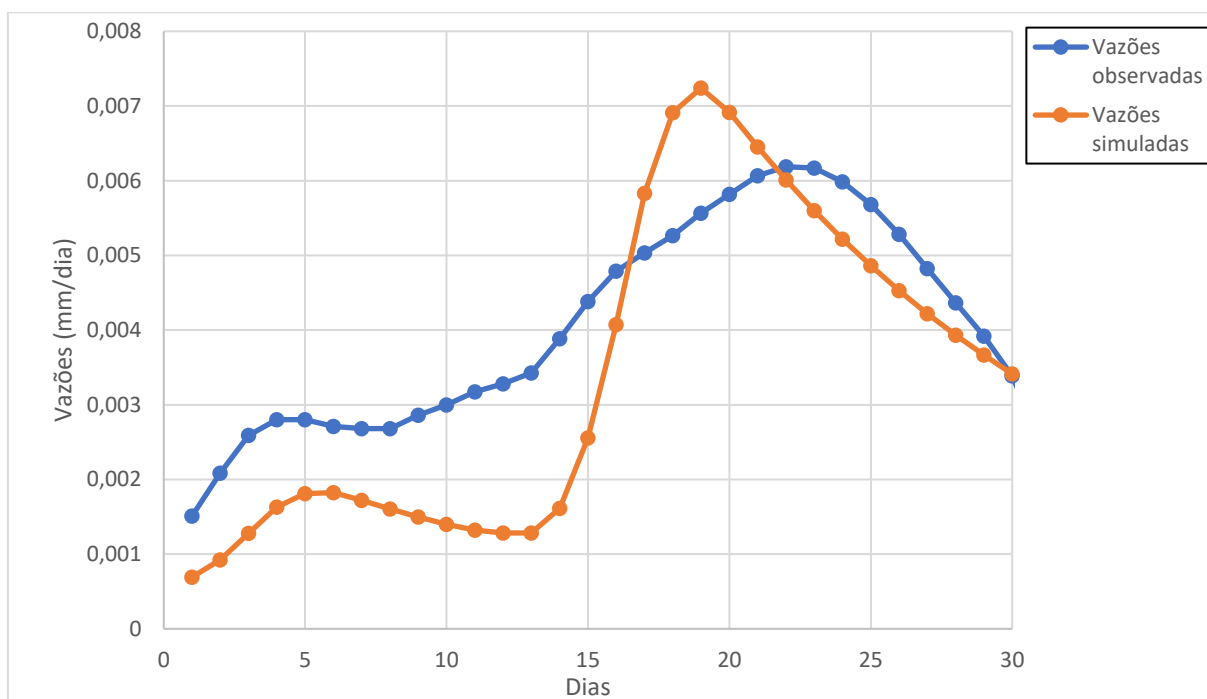


FIGURA C32 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2007

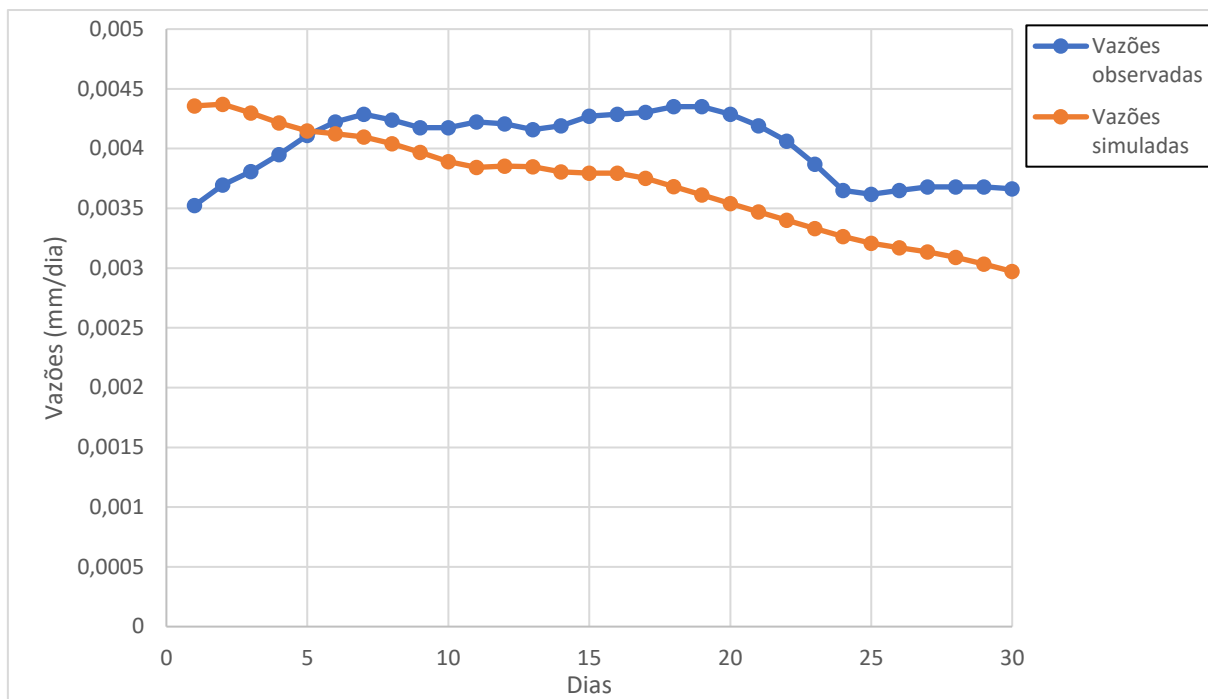


FIGURA C33 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2008

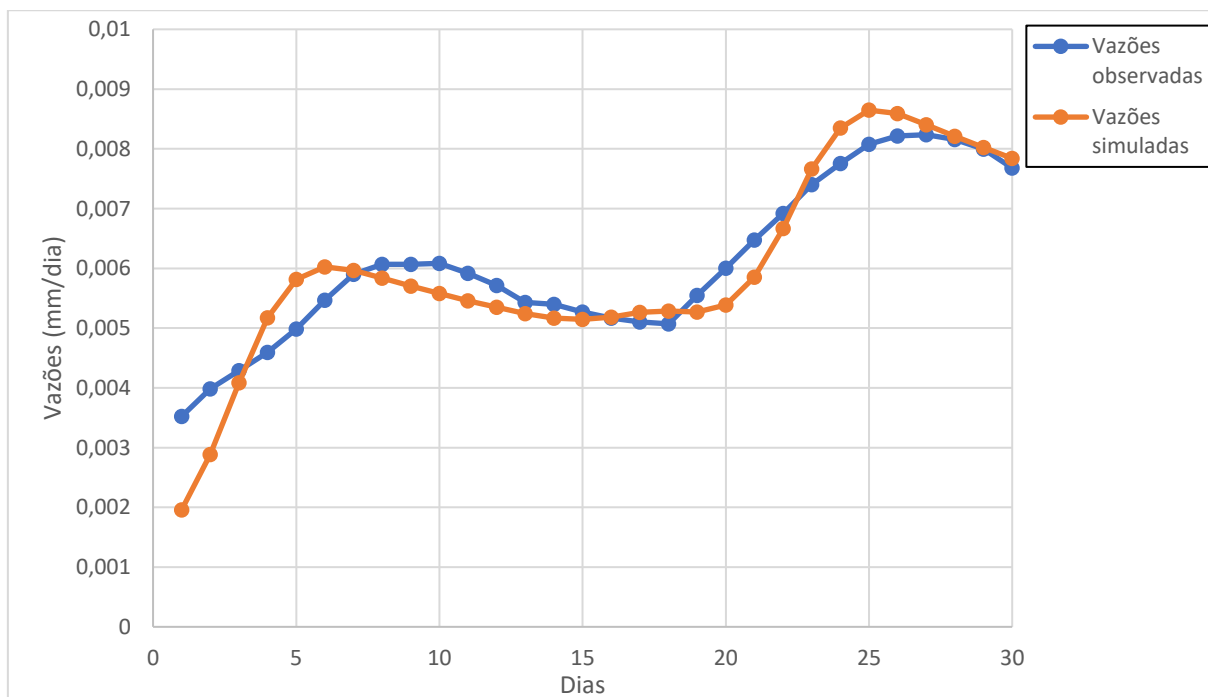


FIGURA C34 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2009

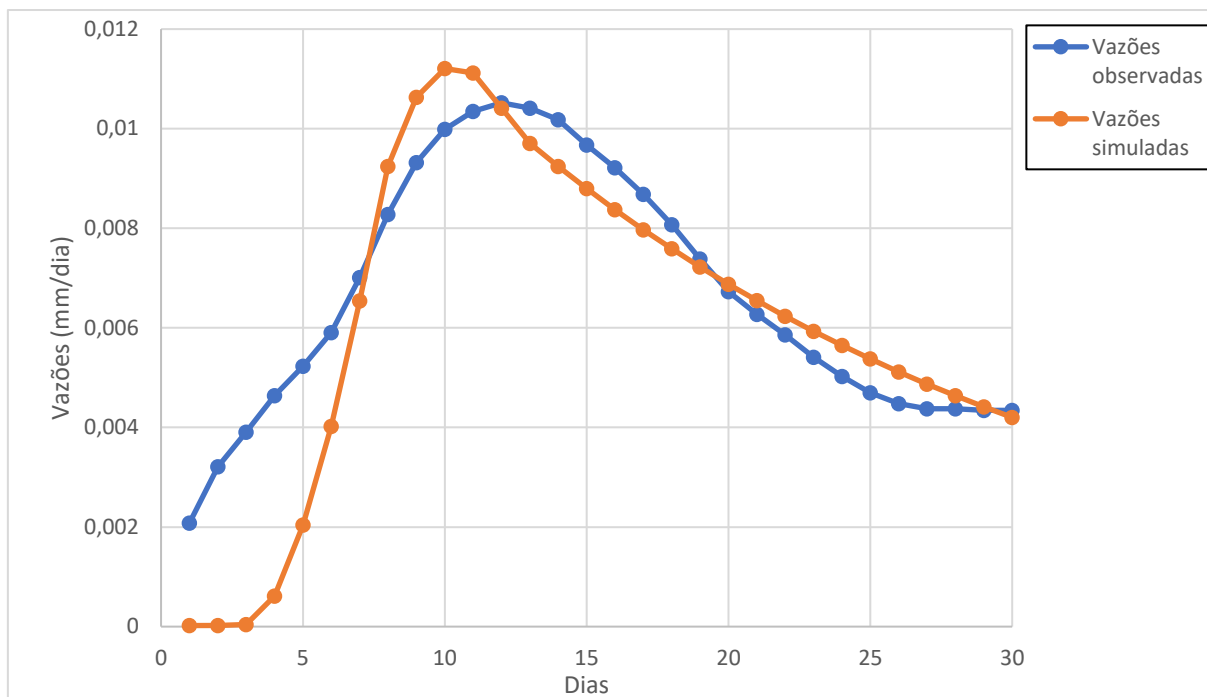


FIGURA C35 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2010

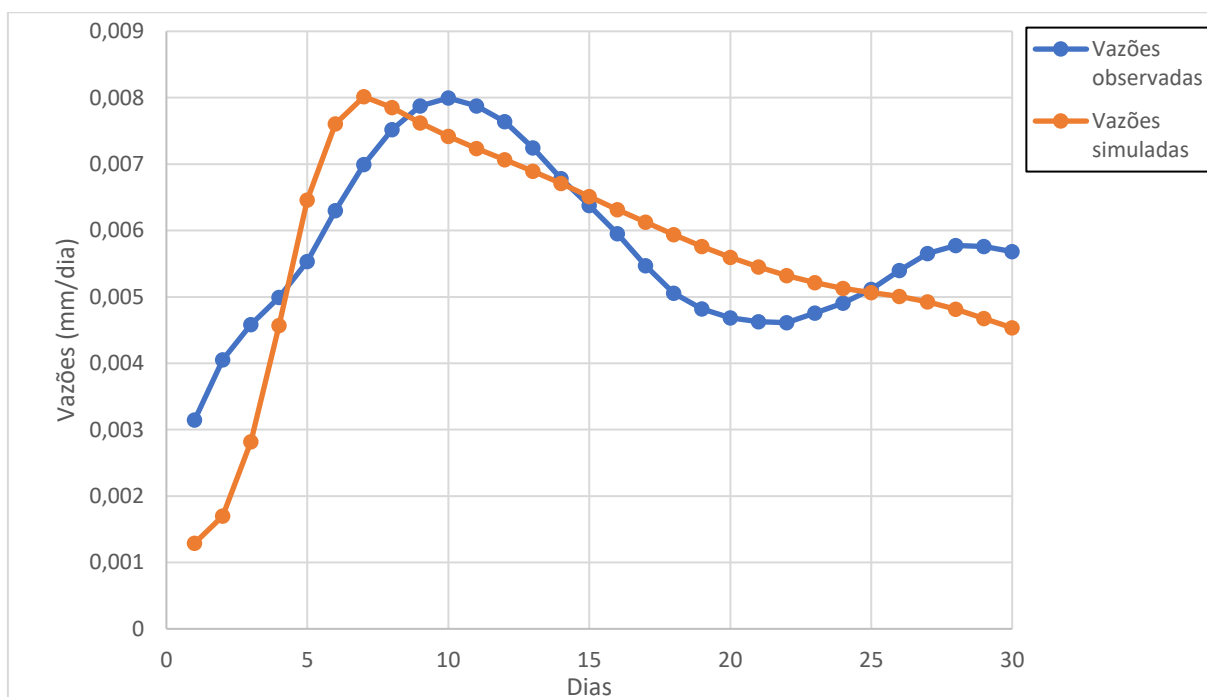


FIGURA C36 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2011

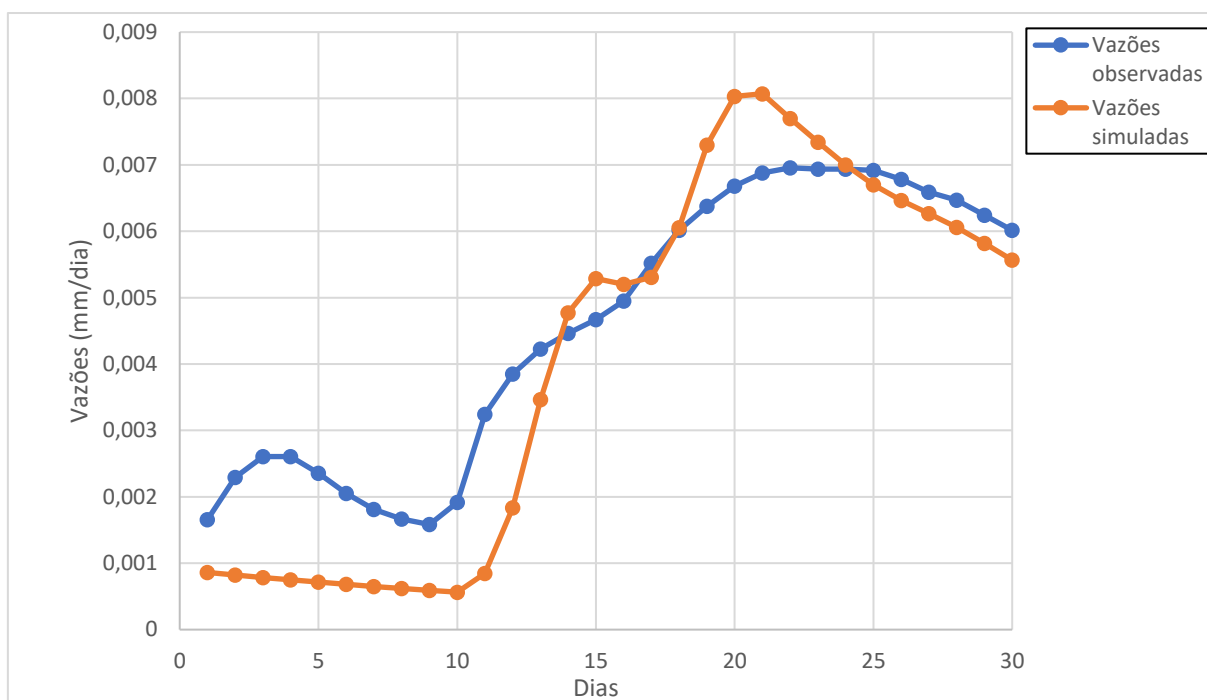


FIGURA C37 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2012

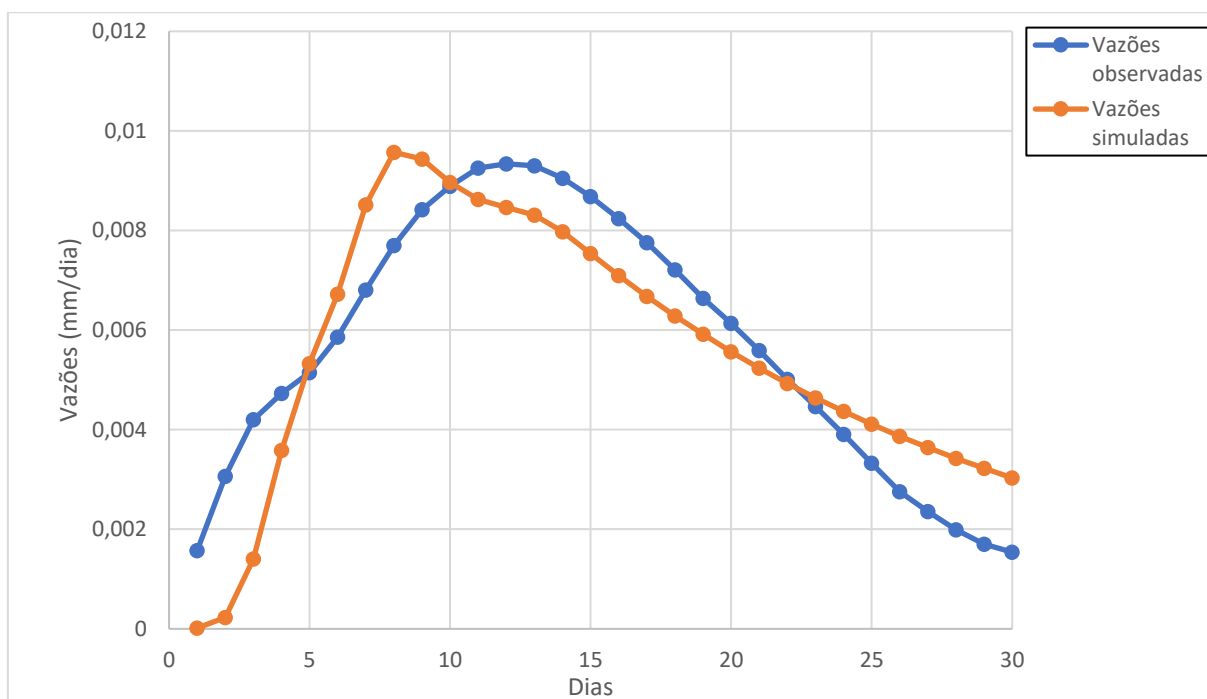


FIGURA C38 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2013



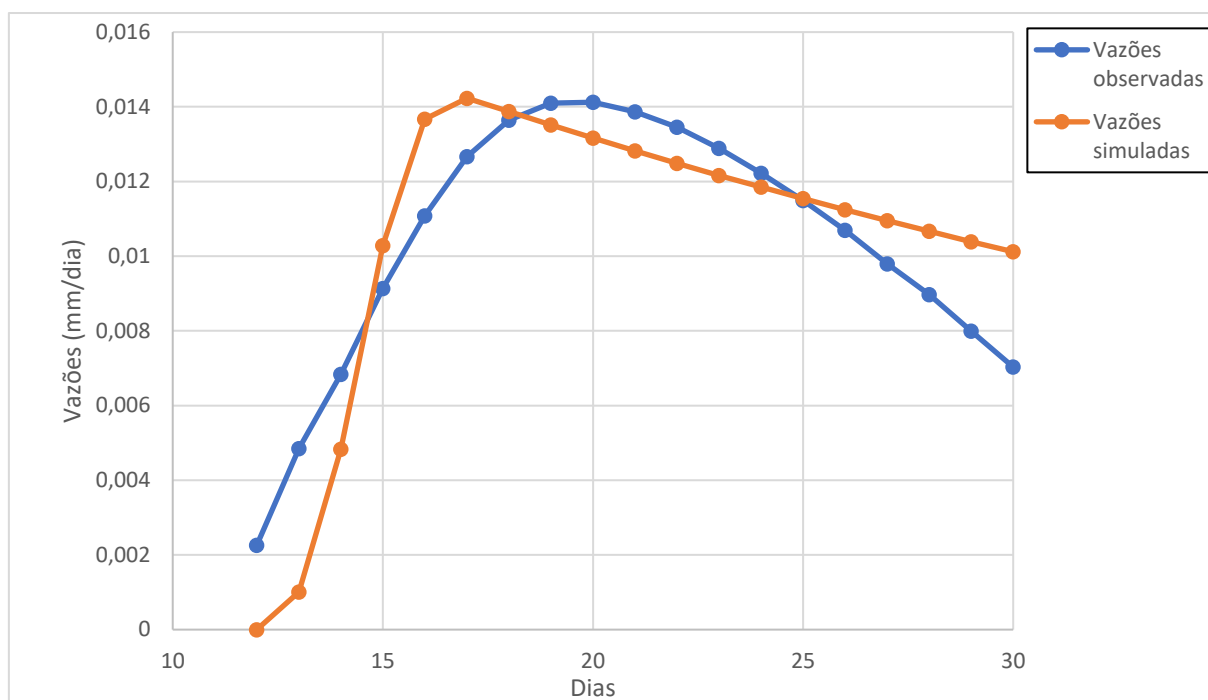


FIGURA C39 - VAZÕES SIMULADAS PARA O EVENTO DE CHEIA DE 2014